

Il presente volume "Progettare con il Sistema REP®: Travi REP®, Pilastri e Setti" si inserisce nella collana di manuali per la progettazione e il calcolo noti sotto il nome di Prontuario REP®. Realizzato con il supporto del Comitato Scientifico REP®, introduce ai concetti fondamentali del Sistema REP® e vuole essere un supporto tecnico per il dimensionamento, la progettazione e la produzione di strutture miste autoportanti secondo le corrette prescrizioni normative a tutela della sicurezza strutturale.

Questa nuova edizione del Prontuario REP® costituisce la prova tangibile che è possibile realizzare un moderno modo di costruire esclusivamente con elementi strutturali autoportanti (travi, pilastri, setti) assicurando rapidità esecutiva, semplicità organizzativa ed un elevato grado di finitura dei manufatti.

Sistema REP®, dopo oltre 40 anni di vita, è ormai divenuto sinonimo di garanzia, certezza normativa e sicurezza nell'edilizia e nell'ingegneria strutturale.

Ci auguriamo che questo volume possa essere di effettivo aiuto a progettisti, direttori lavori e operatori del settore delle costruzioni.


Franco Daniele *Presidente Tecnostrutture Srl*
Presidente Sezione Travi Reticolari Autoportanti di ACAI

PROGETTARE CON IL SISTEMA REP®: TRAVI REP® PILASTRI e SETTI

STRUTTURE MISTE AUTOPORTANTI ACCIAIO E CALCESTRUZZO SECONDO NORMATIVA VIGENTE

**Contiene testo commentato
delle linee guida** per l'utilizzo
delle travi tralicciate pubblicate
dal C.S.LL.PP a giugno 2011

all'ing. Salvatore Leone



Edizione 2011 realizzata con il supporto tecnico
del Comitato Scientifico REP®:

prof. ing. Franco Braga,
*professore ordinario di Costruzioni in Zona Sismica
presso l'Università degli Studi di Roma "La Sapienza"*

prof. ing. Gian Michele Calvi,
*professore ordinario di Ingegneria Strutturale
presso l'Università degli Studi di Pavia*

prof. ing. Raffaele Landolfo,
*professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso
l'Università degli Studi di Napoli "Federico II"*

ing. Roberto Scotta,
*ricercatore e titolare del corso di Tecnica delle Costruzioni
presso l'Università degli Studi di Padova*

prof. ing. arch. Enzo Siviero,
*professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni,
titolare dei corsi di Teoria e Progetto dei Ponti e Progetto
di Strutture presso l'Università IUAV di Venezia*

PROPRIETÀ LETTERARIA RISERVATA

©Copyright by
TECNOSTRUTTURE s.r.l.
Noventa di Piave (Ve)

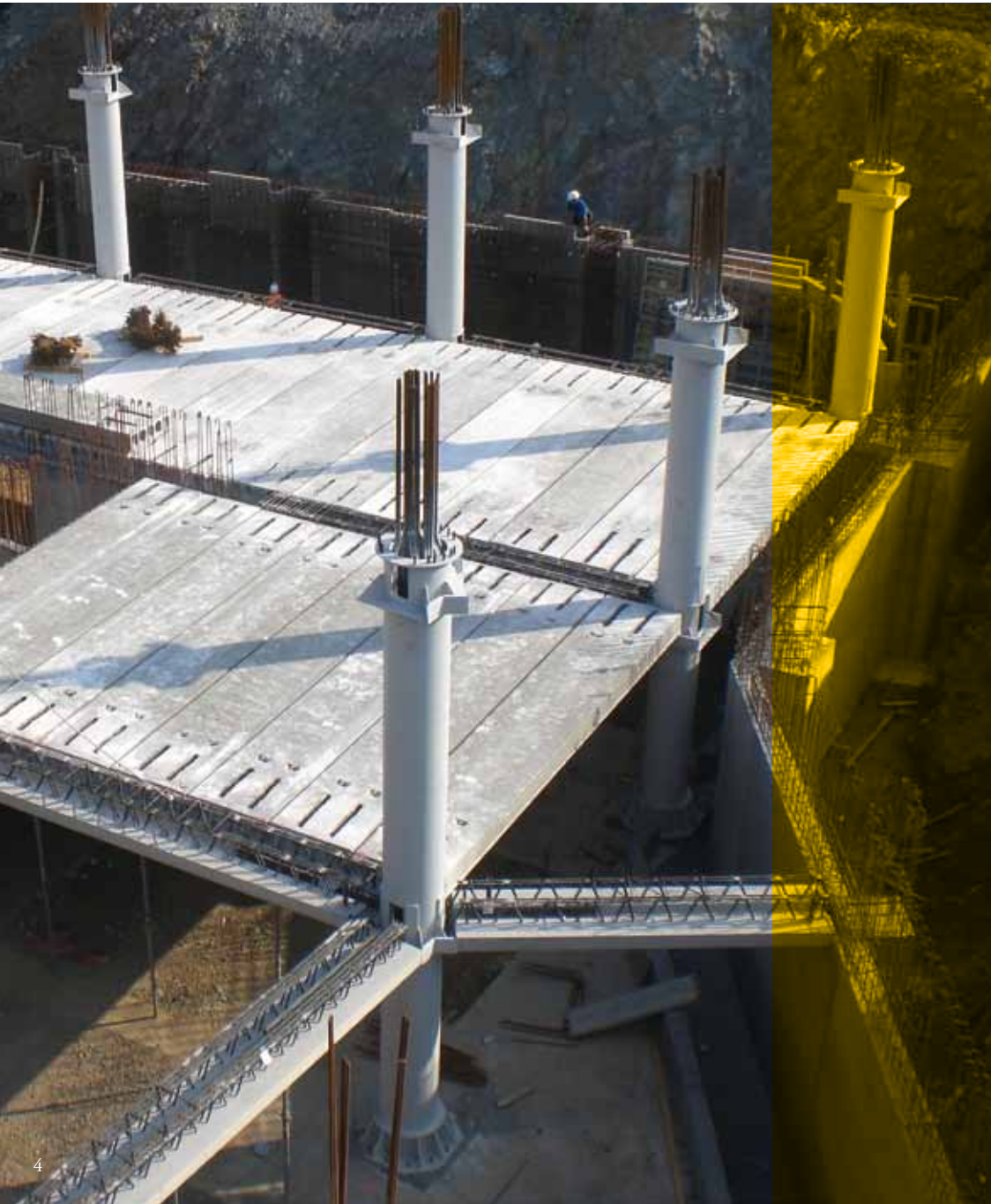
A norma di legge è vietata
la riproduzione di questo libro o di parte
di esso con qualsiasi mezzo.
REP® e Trave REP® sono
marchi di proprietà della
famiglia Leone.

Stampato in Italia
Printed in Italy
Progetto grafico: Portfolio
Stampa: Maggioli
Supervisione editing: Calt

PRONTUARIOREP®

PROGETTARE CON IL SISTEMA REP®: TRAVI REP® PILASTRI e SETTI

**STRUTTURE MISTE AUTOPORTANTI
ACCIAIO E CALCESTRUZZO
SECONDO NORMATIVA VIGENTE**



Presentazione

40 anni di storia

Nel 1967 l'ing. Salvatore Leone ideò una "trave portante metallica per solai e per volte di copertura, destinata a fungere da elemento di appoggio e ad essere inglobata nella gettata di calcestruzzo" (n.d.r. definizione da brevetto depositato in data 28.07.1967) antesignana di quella che verrà in seguito definita la Trave REP® (1970), destinata alla civile abitazione.

Da allora in Italia si estese nelle costruzioni civili l'impiego del sistema misto acciaio-calcestruzzo, riscontrandone la concorrenzialità rispetto ad altri sistemi costruttivi allora in uso già nel campo delle strutture da ponte. Alla trave originaria, costruita con una sola anima, seguirono le Travi REP® successive (brevetti 966-663 e 966-664 del 1972) che permisero, mediante il raddoppio delle anime ed il dispositivo di appoggio antiscorrimiento, un sostanziale superamento dei limiti precedenti, consentendone l'uso in realizzazioni sempre più complesse quali travi da ponte e travi di grande luce.

Oggi si riscontra l'affermazione del Sistema REP®, che comprende Travi REP®, Pilastri e Setti a completamento dell'innovativa tecnologia costruttiva; è senza alcun dubbio il risultato di brevetti, idee ed innovazioni uniche nel proprio genere, elementi tutti originali che hanno contribuito a definire una nuova tipologia costruttiva. Sistema confermato da studi teorici e ricerche sperimentali condotte presso istituti universitari italiani ed internazionali.

Negli anni immediatamente successivi al deposito del primo brevetto, oltre al parere positivo espresso ufficialmente dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 24.03.1969, viene pubblicato nel 1972 dall'ing. Leone il "procedimento di calcolo per le Travi REP®" – opera fondamentale per capire come calcolare questa nuova tipologia costruttiva (n.d.r. testo inserito nel presente volume).

Già nel 1977, a conferma della validità del Sistema REP®, il prof. ing. Piero Pozzati, eminente figura di studioso, docente presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna e Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel biennio '92-'94, cita nella sua opera "Teoria e Tecnica delle Strutture" i fondamenti del Sistema REP® quale nuova tipologia costruttiva.

Il Sistema REP® negli anni si è arricchito di nuovi elementi che hanno perfezionato oltre alle performance tecniche e di sicurezza, già in luce in origine, anche i processi industriali di produzione e quelli di assemblaggio in fase di posa.

I risultati ottenuti dalle ricerche sperimentali svolte e dallo sviluppo tecnologico del prodotto hanno sempre dato dimostrazione dell'affidabilità della tipologia strutturale trave mista autoportante REP®. Hanno inoltre confermato che la procedura di progetto sviluppata garantisce i coefficienti di sicurezza richiesti dalla norma, in particolare per quanto previsto dal §4.3 e §7.6 del DM 14.01.2008 (NTC 2008) e dal più ampio contesto europeo trattato dall'Eurocodice 4 e dall'Eurocodice 8 nella parte dedicata a questa tipologia strutturale. La recente divulgazione delle Linee Guida pubblicate dal C.S.LL.PP. in relazione all'utilizzo di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante colloca le travi miste autoportanti REP® nella categoria a) strutture composte acciaio-calcestruzzo, strutture queste costituite da componenti realizzati con acciaio da carpenteria e da altri realizzati in calcestruzzo resi collaboranti fra loro.

Dal 2008 Tecnostrutture, produttrice di Travi e Pilastri REP®, è associata ad ACAI – Associazione fra i Costruttori in Acciaio Italiani- associazione di categoria aderente a Confindustria, nella sezione Travi Reticolari Autoportanti.

ACAI prescrive in particolare agli associati della Sezione Sezione Travi Reticolari Autoportanti di:

- utilizzare acciaio liscio da carpenteria rispondente alla norma UNI EN 10025-2;
- procedere nell'elaborazione del calcolo progettuale, assumendo come elementi base quelli previsti dai §4.2 e §4.3 del DM 14.01.2008.

È di fondamentale importanza mettere alla fine in evidenza la filosofia realizzativa ampiamente condivisa dall'insieme delle realtà presenti in ACAI che, al fine di dare adeguate garanzie di qualità e sicurezza all'utilizzatore finale, impone di seguire corretti processi produttivi e severi controlli sulle caratteristiche prestazionali del manufatto fornito.



Prefazione

Il presente volume “Progettare con il Sistema REP®: Travi REP®, Pilastri e Setti” si inserisce nella collana di manuali per la progettazione e il calcolo noti sotto il nome di Prontuario REP®. Realizzato con il supporto del Comitato Scientifico REP®, introduce ai concetti fondamentali del Sistema REP® e vuole essere un supporto tecnico per il dimensionamento, la progettazione e la produzione di strutture miste autoportanti secondo le corrette prescrizioni normative a tutela della sicurezza strutturale. Questa nuova edizione del Prontuario REP® costituisce la prova tangibile che è possibile realizzare un moderno modo di costruire esclusivamente con elementi strutturali autoportanti (travi, pilastri, setti) assicurando rapidità esecutiva, semplicità organizzativa ed un elevato grado di finitura dei manufatti. Sistema REP®, dopo oltre 40 anni di vita, è ormai divenuto sinonimo di garanzia, certezza normativa e sicurezza nell’edilizia e nell’ingegneria strutturale. Ci auguriamo che questo volume possa essere di effettivo aiuto a progettisti, direttori lavori e operatori del settore delle costruzioni.

Franco Daniele *Presidente Tecnostrutture srl
Presidente Sezione Travi Reticolari Autoportanti di ACAI*

Guida alla lettura

Il Prontuario REP® ha l’obiettivo di evitare errori riconducibili a procedure improprie che possono pregiudicare le attese, in termini di resistenza e di durabilità, alla base del progetto, nonché errori derivanti da un’inappropriata interpretazione del comportamento delle strutture miste autoportanti in acciaio e calcestruzzo.

È un documento tecnico a carattere monografico con finalità informative e divulgative che concretizzano altresì un’azione normativa di indirizzo, sviluppata su contenuti tecnico-scientifici, di indubbio ausilio a progettisti ed operatori del settore delle costruzioni. Per queste caratteristiche esse si inseriscono nella finalità di qualificazione “dei soggetti esecutori di opere, processi e servizi e dei sistemi di qualità impiegati dai soggetti stessi”.

Nei primi 6 capitoli è illustrato ed esaminato il sistema a struttura mista autoportante REP®, comprensivo di una descrizione dei componenti e di casi applicativi. Si evidenziano gli aspetti fondamentali per la sicurezza statica delle opere; in particolar modo nell’utilizzo dell’acciaio, materiale versatile e, per questo, a volte manipolato con eccessiva confidenza trascurando i necessari accorgimenti.

Nei capitoli 7-8 si fornisce l’approccio corretto alla modellazione ed al dimensionamento delle strutture miste autoportanti REP® e al ruolo della direzione lavori per le opere strutturali.

I capitoli 9-10 illustrano le norme, i controlli di produzione e le certificazioni a cui devono sottostare i componenti del Sistema REP®.

L’azione divulgatrice del Prontuario REP® assume particolare importanza alla luce dell’innovativo indirizzo prestazionale assunto dalle più recenti normative tecniche. Come è noto, una norma prestazionale fissa gli obiettivi ovvero i requisiti finali dell’opera, lasciando maggiore spazio e responsabilità alle figure professionali incaricate della progettazione e della realizzazione.

Il capitolo 11, nel citare i riferimenti normativi, raccoglie i pareri, le note ministeriali e i pareri tecnici sul Sistema REP® rilasciati negli anni.

Nello spirito di fornire agli operatori del settore uno strumento conoscitivo e operativo quanto più organico e funzionale sotto il profilo tecnico-scientifico nel capitolo 12 sono riportati i risultati delle prove sperimentali realizzate presso istituti di ricerca ed atenei italiani ed internazionali.

Nel capitolo 13 sono raccolte le tabelle dei profili metallici, al fine di agevolare progettisti ed operatori del settore delle costruzioni nell’esercizio delle loro attività.

Indice argomenti

Presentazione	5		
Prefazione	7		
1. IERI, OGGI E DOMANI	14		
2. SISTEMI A STRUTTURA MISTA	20		
2.1. Descrizione	21		
2.1.1. Le caratteristiche	21		
2.1.2. La classificazione	21		
2.1.3. La Normativa applicabile alla progettazione	22		
2.1.4. La Normativa applicabile alla fabbricazione	22		
2.2. La tipologia strutturale	23		
2.2.1. I criteri di scelta progettuale	23		
2.3. La posa in opera	23		
2.3.1. Trave REP®	23		
2.3.2. Pilastri del Sistema REP®	24		
2.4. Requisiti prestazionali	25		
2.4.1. Durabilità	25		
2.4.2. Resistenza al fuoco	26		
2.4.3. Robustezza strutturale	27		
2.4.4. Ridistribuzione	28		
2.4.5. Duttilità	29		
3. SISTEMA REP®	32		
3.1. Trave REP® Nor	33		
3.2. Trave REP® Tr	34		
3.3. Trave REP® Dis	36		
3.4. Connessioni REP® TRC	37		
3.5. Lastra REP®	38		
3.6. Pilastro tubolare PDT®	39		
3.7. Nodo Sismi REP®	40		
4. EVOLUZIONE DEL SISTEMA REP®	42		
4.1. Trave REP® Cls	43		
4.2. Trave Pre REP®	44		
4.3. Trave Rei REP® S	45		
4.4. Trave Rei REP® 5	46		
4.5. Trave Iso REP®	47		
4.6. Trave REP® Lc	48		
4.7. ECOTRAVE®	49		
4.8. Pilastro PDTI®	50		
4.9. Pilastro turbocentrifugato PTC®	52		
4.10. Pilastro BASIC®	54		
4.11. Pilastro SISMI PDTI®	55		
4.11.1. Schema di montaggio	56		
4.12. REP® Wall	57		
4.13. REP® Dia	58		
4.14. Top Down REP®	59		
4.15. Sistema REP®: un'ampia versatilità di risposte	62		
5. APPLICAZIONI	64		
5.1. EDIFICI ALTI	65		
• Torri Eurosky, Roma	65		
• Sede direzionale Ericsson, Parco Scientifico e Tecnologico "Progetto Leonardo", Genova	66		
• BH4 Boscolo Hotel, Milano	67		
5.2. EDIFICI DI INTERESSE PUBBLICO	68		
• Ospedale di Vimercate, Vimercate (BG)	68		
• Ospedale Papa Giovanni XXIII, Bergamo	69		
• Green Campus, Pavia	70		
5.3. INFRASTRUTTURE	71		
• Metropolitana Linea 5, Milano	71		
• Metropolitana Linea C, Roma	72		
• Passante di Mestre, Vetrego/Dolo (VE)	73		
5.4. PONTI	74		
• Ponte della Muzza, Treviglio (BG)	74		
• Ponte del Solstizio, Musile di Piave (VE)	75		
• Ponte della Becca, Loc. Becca (PV)	76		
5.5. STRUTTURE SPECIALI	77		
• Nuovo teatro comunale di Vicenza, Vicenza	77		
• i.lab di Italcementi - Kilometro Rosso, Bergamo	78		
• Metropolitana di Brescia, Brescia	79		
5.6. PARCHEGGI	80		
• Autorimessa interrata di viale Sabotino, Milano	80		
• Parcheggio pluriplano Monte Oro, Riva del Garda (TN)	81		
• Parcheggio interrato di Piazza Ghiaia, Parma	82		
5.7. TERZIARIO ED EDIFICI COMMERCIALI	83		
• H2Otel, Orta San Giulio (NO)	83		
• Supermercato Despar, Monticello Conte Otto (VI)	84		
• Centro direzionale Morato Pane (VI)	85		
5.8. EDIFICI RESIDENZIALI	86		
• Villa Padronale in Torre d'Isola, Torre d'Isola (PV)	86		
6. CASE HISTORY	88		
Sede Direzionale Ericsson, Parco Scientifico Tecnologico "Leonardo"	89		
7. IL PROGETTO STRUTTURALE	96		
7.1. Ieri: Procedimenti di calcolo per Travi REP® a cura dell'ing. Salvatore Leone	97		

Indice argomenti

7.2.	Oggi: indicazioni per la progettazione ed il controllo del Sistema REP®	144	11.1.3.	Parere n° 297 del 30.07.1997	259
7.3.	Oggi: il progetto strutturale	146	11.1.4.	Parere n° 90 del 31.03.1998	266
7.3.1.	Peculiarità del Sistema REP® e vantaggi dell'uso in abbinamento con Pilastrì PDTI®	147	11.1.5.	Parere n° 288/AA. GG. del 25.10.2004	270
7.3.2.	Le verifiche di progetto	148	11.2.	Note del Consiglio Superiore LLPP	271
7.3.2.1.	Schema dei carichi	148	11.2.1.	Nota n° 45741 del 09.02.2000	271
7.3.2.2.	Sollecitazioni dovute ai carichi di 1ª fase	148	11.2.2.	Nota n° 46261 del 31.10.2000	272
7.3.2.3.	Sollecitazioni dovute ai carichi di 2ª fase e totali	149	11.3.	Pareri tecnico-scientifici	273
7.3.2.4.	Verifica delle deformazioni	149	11.3.1.	Parere n° 12855 del 19.10.2010 rilasciato da Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia-Romagna	273
7.3.2.5.	Redazione dei progetti strutturali	149	11.3.2.	Parere del 15.09.2010 rilasciato da Eucentre	276
7.3.3.	Tipologie strutturali	150	11.3.3.	Parere del 24.05.2011 rilasciato dall'Istituto Italiano Saldatura	278
7.3.4.	Il comportamento statico	151	11.4.	Linee guida per l'utilizzo di travi tralicciate in acciaio	282
7.4.	Disciplinare di calcolo ACAI	153	11.4.1.	Testo integrale delle "Linee guida"	282
7.4.1.	Ricevuta del Disciplinare di calcolo da parte del S.T.C.	153	11.4.2.	Commento alle "Linee guida"	287
7.4.2.	Testo integrale del Disciplinare di calcolo ACAI	154			
7.5.	Il ruolo del direttore dei lavori per le opere strutturali	164	12. RICERCA E SVILUPPO		290
7.6.	Il ruolo del direttore dei lavori nel collaudo statico	175	12.1.	Pubblicazioni	291
8. MODELLAZIONE STRUTTURALE DI EDIFICI A STRUTTURA MISTA		176	12.2.	Prove sperimentali REP®	292
8.1.	Modellazione di strutture che includono Travi REP® e Pilastrì PDTI®	177	12.2.1.	Rapporto di prova Trave REP® n° 16863	292
8.1.1.	Edifici a pareti di controvento	177	12.2.2.	Rapporto tecnico n° 831/TV del 28.06.2001	300
8.1.2.	Edifici a struttura intelaiata o mista	179	12.2.3.	Rapporto di prova Trave REP® n° 2002271	324
8.2.	Progettazione tabellare	181	12.2.4.	Rapporto di prova Trave REP® Tr	364
8.2.1.	Pilastrì PTC®	182	12.2.5.	Rapporto di prova Pilastrì PTC®	399
8.2.2.	Pilastrì PDTI®	184	12.2.6.	Rapporto di prova Trave REP®Nor	414
8.2.3.	Travi REP®	186	12.2.7.	Rapporto di prova Trave RAFTILE ECOTRAVE®	432
8.3.	Esempio progettuale di edificio con modellazione FEM	188	12.2.8.	Rapporto di prova Trave Pre REP®	447
9. CERTIFICAZIONE		238	12.2.9.	Rapporto di prova Trave REP®Cls	460
9.1.	Premessa	239	12.2.10.	Rapporto di prova su nodo sismico e su traliccio integrativo REP®	482
9.2.	Centro di Trasformazione	240	12.2.11.	Rapporto di prova Eucentre per input FEM su rigidezza Trave REP®	501
9.3.	Sistema REP® e Green Building	242	13. TABELLE PROFILI METALLICI		514
10. NORME E CONTROLLI DI PRODUZIONE		246	13.1.	Pesi Specifici	515
10.1.	Premessa	247	13.2.	Tondi	516
10.2.	Controlli sull'acciaio	248	13.3.	Quadri	517
10.3.	Norme e controlli di produzione	249	13.4.	Tubi a sezione circolare	518
10.4.	Documenti di accompagnamento delle forniture	254	13.5.	Tubi a sezione quadrata	520
11. PARERI E NOTE MINISTERIALI		256	13.6.	Tubi a sezione rettangolare	521
11.1.	Pareri del Consiglio Superiore LLPP	257	13.7.	UPN	523
11.1.1.	Parere n° 1100 del 02.04.1969	257	13.8.	IPE	524
11.1.2.	Parere n° 603 del 15.04.1986	258	13.9.	HEA	525
			13.10.	HEB	526
			13.11.	HEM	527
			13.12.	Angolari a lati uguali spigoli tondi	528
			13.13.	Angolari a lati disuguali spigoli tondi	530



Prima di descrivere il Sistema REP® dell'ultima generazione è opportuno ricordare la differenza che intercorre tra strutture in c.a. e strutture "composte" comunemente denominate strutture miste, e fare una rapida cronistoria del sistema costruttivo misto acciaio-calcestruzzo nonché del medesimo Sistema REP®.

Ovviamente la collaborazione tra acciaio e calcestruzzo si verifica sia nelle strutture in c.a. che nelle strutture miste; ma tale collaborazione, che tende a valorizzare le prestazioni resistenti più idonee di ciascuno dei due materiali, si presenta con uno schema di funzionamento statico del tutto diverso nelle due tipologie strutturali.

Il comportamento di una struttura in c.a. è stato paragonato da E. Giangreco¹ ad un moderno menages familiare "dove i due coniugi collaborano in misura adeguata alle proprie possibilità di accollarsi degli oneri esterni, il loro sforzo aumenta all'aumentare del sovraccarico di lavoro e l'impegno comune va avanti fino all'esaurimento delle proprie risorse contemporaneamente o in tempi successivi fino a che l'uno raggiunge le condizioni di collasso già raggiunte dall'altro".

Invece nelle strutture miste i due "partners", come in un rapporto familiare di tipo ormai anacronistico, per potere far fronte alle necessità dell'elemento resistente che insieme hanno costituito, utilizzano l'uno le risorse dell'altro in momenti diversi. Inizialmente il calcestruzzo vive di rendita, la struttura metallica sopporta da sola gli oneri esterni, finché questo giunga a maturazione e abbia la capacità di accollarsi parte degli oneri esterni, e parte dell'aumento del sovraccarico di lavoro.

Già si evince la differenza più caratterizzante tra elementi in c.a. ed elementi a struttura mista. Le armature delle strutture in c.a. non hanno autonoma portanza e prima del consolidamento del getto di conglomerato cementizio non sono in grado di esplicare alcuna funzione. Le strutture in acciaio solidarizzate al calcestruzzo sono invece "strutture finite" che dispongono di una portanza iniziale indipendente dalla associazione dei due elementi. Solo in fase di esercizio acciaio e calcestruzzo collaborano alla resistenza del complesso come un unico elemento.

Le prime strutture miste, impiegate in impalcati da ponti, furono realizzate agli inizi del secolo incorporando nel calcestruzzo profilati metallici (Figura 1)² che garantivano, mediante estese superfici di aderenza, un rigido collegamento fra i diversi materiali.

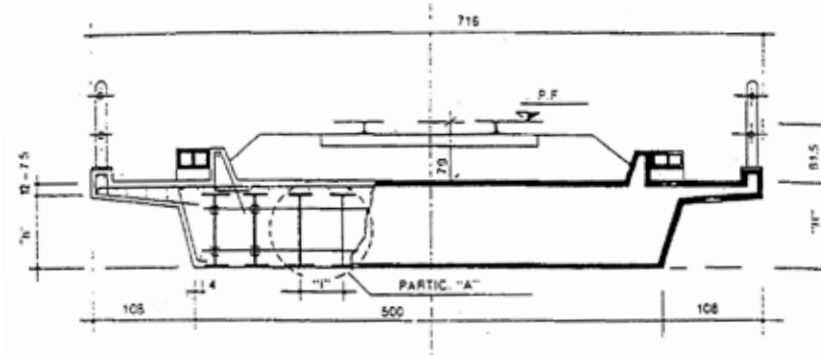


Figura 1 - Impalcati ferroviari realizzati con travi in acciaio incorporate nel calcestruzzo.

¹ E. Giangreco: "Integrazione strutturale tra strutture in acciaio e in cemento armato" Tavola rotonda Torino - 1978. Convegno SAIE Bologna - 1978.

² Tratta da ENTE FERROVIE DELLO STATO - Istruzioni n°44/d.

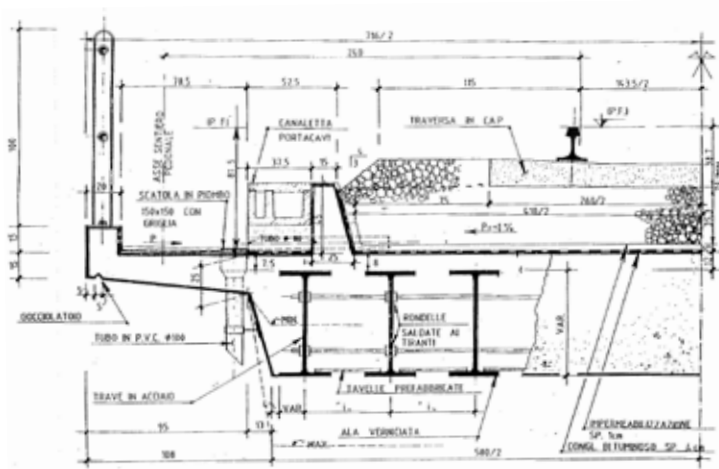


Figura 2 - Particolare degli impalcati ferroviari

Negli anni trenta il sistema costruttivo venne modificato limitando il calcestruzzo ad una soletta ancorata alle travi metalliche (Figura 3) e conobbe una certa diffusione con la prima normativa sul procedimento costruttivo pubblicata dalla AASHO nel 1944 e con le successive Norme DIN pubblicate a seguito degli studi teorici di Ros, Stussi, Kahn, Caughey e delle indagini sperimentali svolte in Europa ed in America.

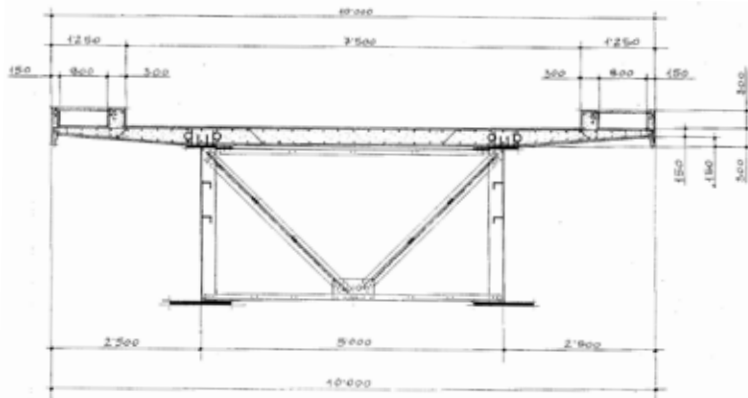


Figura 3 - Strutture metalliche con soletta collaborante in calcestruzzo.

Negli anni cinquanta, di pari passo con gli studi sui procedimenti costruttivi e sull'ottimizzazione dei parametri di progetto tendenti a ridurre i costi del sistema misto, si svilupparono parallelamente nuove tecniche costruttive, quali la realizzazione di strutture con caratteristiche meccaniche differenziate, la presollecitazione degli acciai mediante cavi in acciaio armonico, o l'impiego di nuovi materiali da costruzione come gli acciai ad elevato limite elastico.

³ Tratta da ENTE FERROVIE DELLO STATO - Istruzioni n°44/d.

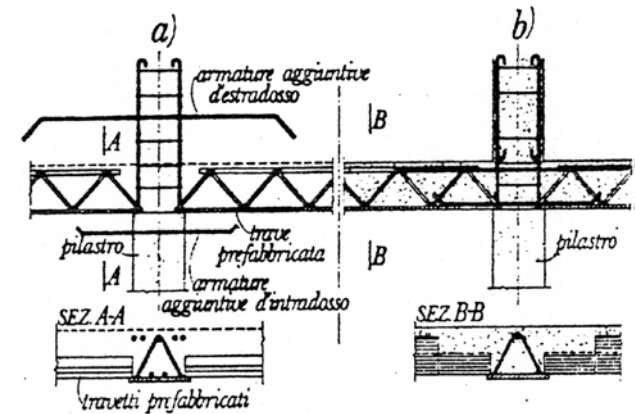


Figura 4 - Primi schemi di Trave REP*

Nel 1967 il sistema misto acciaio-calcestruzzo, grazie anche alla semplificazione degli aspetti costruttivi che incidono sui costi di lavorazione, era già riuscito ad essere concorrenziale con altri sistemi costruttivi nel campo delle strutture da ponte. Fu a questo punto che Salvatore Leone pensò di estendere alle costruzioni civili l'impiego del sistema misto ed ideò la prima Trave REP* destinata alla civile abitazione (Figura 4)⁴.

⁴ tratta da "Teoria e pratica delle strutture" vol.II; P. Pozzati - ed. UTET

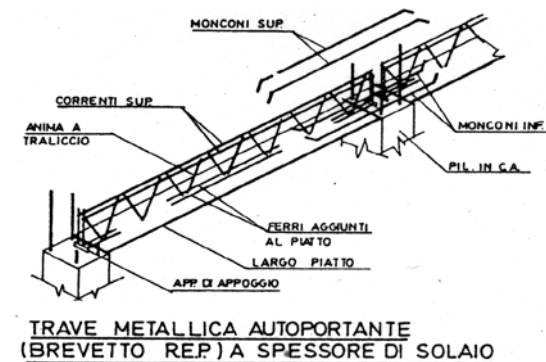


Figura 5 - Trave autoportante Brevetto REP*

Alla trave originaria, costruita con una sola anima, (Figura 5)⁵ seguirono le Travi REP*(figura 6)⁶ successive che permisero, mediante il raddoppio delle anime ed il dispositivo di appoggio antiscurimento, un sostanziale superamento dei limiti precedenti, consentendone l'uso in realizzazioni più complesse quali travi da ponte e travi a grandi luci.

⁵⁻⁶ Tratta da "Manuale delle costruzioni in muratura semplice ad armata" di G. Preite - 1986 - ed. ESAC

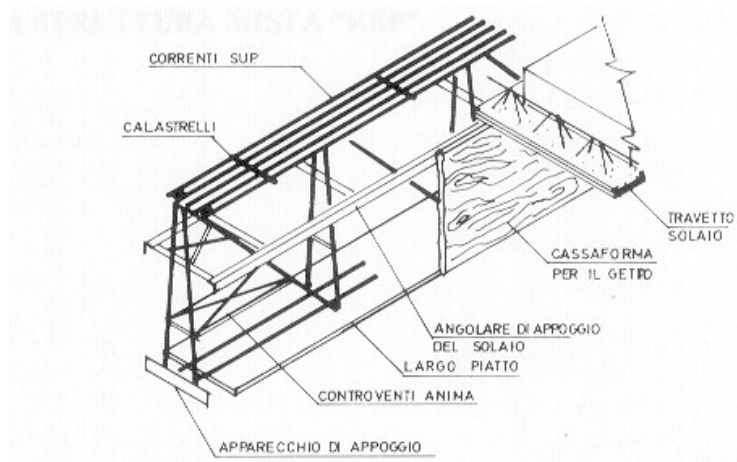


Figura 6 - Trave REP[®] sottosporgente dal solaio

Studi e ricerche teoriche e sperimentali sul comportamento delle Travi REP[®], condotte all'estero e presso Università italiane da K. Roik, R. Puhali, I. Smotlack, G. Giordano, G. Spadea, L. Ombres, M. Papia, C. Alletto, hanno contribuito alla conoscenza del comportamento delle travi in fase di esercizio. La tipologia di tutte le Travi REP[®] ha subito una sostanziale modifica che garantisce alle sezioni d'incastro un grado di sicurezza maggiore di quello offerto dalle precedenti Travi REP[®] che per l'assorbimento dei momenti d'incastro, avevano bisogno dei monconi aggiuntivi.

Oggi le connessioni REP[®] TRC sostituiscono le tradizionali monconature in B450C, realizzando in questo modo la continuità orizzontale delle strutture REP[®], l'omogeneità della tipologia resistente ed il confinamento del calcestruzzo al nodo trave-pilastro e garantendo al contempo la duttilità e il livello prestazionale, a flessione e a taglio, del nodo trave-pilastro.

Nell'ultimo decennio, l'originaria trave REP[®] si è evoluta in Sistema comprendendo oltre a 10 diverse tipologie di travi (REP[®] Nor, REP[®] Cls, Rei REP[®]S, Rei REP[®]5, Ecotrave[®], REP[®]Lc, REp[®] Tr, PreREp[®], Iso REP[®], REP[®] Lastra) anche i pilastri PTC[®] e PDTI[®] e i SettiREP[®].

L'incessante e continua attività di studi e prove di laboratorio condotta da Tecnostrutture in collaborazione con istituti universitari e centri di ricerca di eccellenza internazionale (IUAV Venezia, Università degli Studi di Padova, Università Federico II di Napoli, Eucentre di Pavia, Università degli Studi di Trento/Tongji University di Shanghai) ha permesso di individuare soluzioni consone alle più svariate esigenze progettuali e costruttive.

Esempio di garanzia di vera evoluzione del Sistema REP[®] è l'innovativa ECOTRAVE[®], la trave con fondello in laterizio, brevettata nel 2004, ideale per l'edilizia residenziale e per tutti i tipi di solaio in laterocemento che ha permesso a Tecnostrutture di divenire partner di Green Building Council. Oggi la caratteristica di prodotto rispettoso delle attuali esigenze di sostenibilità ambientale è estesa anche agli altri componenti del Sistema REP[®] (Travi REP[®], pilastri PDTI[®] e PTC[®]) che possono contribuire in questo modo, all'acquisizione di crediti per la certificazione LEED di un edificio.

SISTEMI A STRUTTURA MISTA

2

2.1. Descrizione

2.1.1. Le caratteristiche

Il Sistema REP® è costituito da elementi orizzontali, Travi REP®, e strutture verticali, Pilastrini PDTI®, PTC® e BASIC®, totalmente autoportanti.

Le Travi REP® sono travi metalliche reticolari che, successivamente al getto di completamento di calcestruzzo, danno luogo a strutture miste aventi caratteristiche variabili compatibili alle esigenze progettuali e ai livelli prestazionali richiesti. Le Travi REP® sono autoportanti se stesse ed il solaio che vi grava.

Sono interamente prefabbricate con acciaio liscio da carpenteria S355 ai sensi della norma UNI EN 10025-2. I singoli componenti della trave vengono assemblati con un procedimento di saldatura a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

Le travi del Sistema REP® sono conformi alle norme europee per le costruzioni in zone a rischio sismico (Eurocodice 8 cap.7) ed alla normativa italiana vigente (DM 14.01.2008 §7.6).

Il Sistema REP® può garantire la resistenza al fuoco delle strutture secondo le indicazioni contenute nei DM 16.02.2007 e DM 09.03.2007 adottando tipo e spessore del rivestimento previsto per la protezione degli elementi metallici.

Le Travi REP®, essendo più rigide delle tradizionali travi in c.a. consentono, in fase di progetto, di aumentare la maglia strutturale a parità di ingombro geometrico.

Le travi del Sistema REP® si distinguono principalmente in:

- travi con piatto inferiore che costituisce armatura della trave, cassero di contenimento ed appoggio per il solaio a spessore;
- travi con basamento in calcestruzzo caratterizzate da un copriferro minimo secondo i requisiti progettuali (resistenza al fuoco, durabilità).

La tipologia permette di scegliere la trave più adatta alle esigenze progettuali consentendone un impiego ottimale in abbinamento a qualsiasi tipo di solaio e di struttura verticale.

I pilastrini del Sistema REP® si distinguono in:

- pilastro a dilatazione trasversale impedita PDTI® costituito da profili metallici di sezione circolare, quadra o rettangolare, generalmente riempito di calcestruzzo;
- pilastro in calcestruzzo turbocentrifugato PTC®, a giunto brevettato, realizzato con calcestruzzo centrifugato ad elevate prestazioni fino alla classe C70/85,
- pilastro in cemento armato vibrato BASIC® realizzato con calcestruzzo di classe C25/30 fino a C45/55 ed è dotato di armatura lenta interna.

Le caratteristiche e le proprietà strutturali dei prodotti del Sistema REP® sono descritte successivamente nei capitoli 3 e 4.

2.1.2. La classificazione

Le strutture miste del Sistema REP® presentano uno schema di funzionamento in due fasi, caratterizzato dalla loro portanza iniziale di struttura metallica e quella finale di struttura composta. A riguardo si cita il Parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 12.07.1971 dove si legge che “[omissis] la realizzazione delle travi in oggetto...deve rispettare le norme per le strutture in ferro [omissis]”. Lo stesso C.S.LL.PP. con voto n° 318 del 24.06.1982 ha espresso il Parere che la Trave REP® è una struttura nota “[omissis] senza dubbio classificabile quale trave a struttura mista e per tale dovrà essere verificata [omissis]”.

2.1.3. La Normativa applicabile alla progettazione

Le strutture miste del Sistema REP® devono essere dimensionate considerando le due differenti fasi. In prima fase, dal montaggio sino al getto di completamento, l'autoportanza è affidata alla sola struttura metallica, per cui si applicano norme e codici di calcolo relativi alle strutture in acciaio in vigore:

- DM 14.01.2008 § 4.2 “Costruzioni in acciaio”;
- CNR n. 182 – 1997 “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”

In seconda fase, dopo la maturazione ed il raggiungimento della resistenza caratteristica di progetto prevista per il calcestruzzo, la trave reticolare si costituisce elemento monolitico misto acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante e come tale è verificata con le norme ed i codici di calcolo relativi:

- DM 14.01.2008 § 4.3 e §7.6 “Costruzioni composte acciaio – calcestruzzo”;
- Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio – calcestruzzo”;
- CNR 10016 n. 194 “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni” Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

2.1.4. La Normativa applicabile alla fabbricazione

I prodotti del Sistema REP® devono essere fabbricati secondo prescrizioni riguardanti l'esecuzione di strutture miste acciaio-calcestruzzo di cui alle Norme Tecniche per le Costruzioni, DM 14.01.2008 §11.3 e con acciaio qualificato ai sensi della norma UNI EN 10025-2.

I componenti strutturali del Sistema REP® sono prodotti in un “Centro di Trasformazione” con sistema di gestione della qualità che sovrintende tutto il processo produttivo in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, sotto la direzione di un tecnico a ciò abilitato che assume il ruolo di “Direttore Tecnico del Centro di trasformazione” e che opera secondo quanto disposto dall'art. 64, comma 3, del DPR 380/01.

Inoltre i produttori del Sistema REP® devono contrattualmente rispettare anche le più restrittive “norme di produzione emanate” dalla licenziante.

2.2. La tipologia strutturale

2.2.1. I criteri di scelta progettuale

Il Sistema REP® prevede varianti costruttive per ogni tipo di prodotto, affinché si realizzi l'abbinamento ottimale trave-pilastro, trave-solaio. La scelta progettuale relativa alla tipologia di prodotto REP® da impiegare in una costruzione può essere determinata sulla base del tipo di edificio e sulla sua ubicazione, con particolare riferimento al coefficiente sismico della zona ed alla classe di resistenza al fuoco richiesta nell'opera.

Il sistema di connessioni interpiano può essere realizzato attraverso armature aggiuntive in corrispondenza dei nodi. La continuità strutturale è infatti garantita da connessioni REP® TRC realizzate interamente in acciaio liscio da carpenteria S355 ai sensi della norma UNI EN 10025-2 quali armature per il taglio e per i momenti negativi, garantendo una corretta applicabilità anche in zona sismica e nelle situazioni in cui sono richiesti particolari vincoli. In determinati casi ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

Unica trave che non necessita di armature aggiuntive in corrispondenza dei nodi è la Trave REP® Dis, la quale prosegue lungo il nodo nelle campate adiacenti per la lunghezza necessaria atta ad assorbire i momenti d'incastro.

2.2.2. Standardizzazione della produzione

I prodotti del Sistema REP® vengono dimensionati in base alle esigenze del singolo progetto. Questo comporta che le strutture siano fabbricate singolarmente per una specifica utilizzazione e da ciò deriva che la produzione non può essere industrializzata. Il sistema standardizzato REP® ha risolto il problema della mancanza di ripetitività tipologica nella fabbricazione con una gamma di strutture che possono integrarsi vicendevolmente.

Il modello strutturale del sistema delle strutture orizzontali è la reticolare REP® che viene prodotta industrialmente in diverse altezze e diametri. La reticolare standard ha una portanza ben definita e nota in funzione dell'altezza e della sezione dei profilati. Pertanto le travi di base dispongono di una specifica portanza che inizialmente viene individuata sulla base della distanza tra i due appoggi.

2.3. La posa in opera

Il Sistema REP® è totalmente autoportante escludendo l'uso di qualsiasi puntellazione a sostegno delle travi. E' necessario, prima di procedere alla posa in opera dei solai con i loro carichi asimmetrici, controventare le travi come da istruzioni d'uso del Sistema REP®, condizione che si verifica per le travi di bordo e nelle interruzioni dei solai.

2.3.1. Trave REP®

La posa in opera delle Travi REP® deve avvenire su appoggi piani e ben livellati, opportunamente dimensionati dal progettista strutturale e correttamente eseguiti.

Le Travi REP® sono da considerare simmetriche, se non diversamente previsto con chiare indicazioni sul prodotto, prescrizioni specifiche sull'elaborato di progetto, o per evidente forma geometrica. Possono quindi essere posate indifferentemente sui rispettivi appoggi.

Si elencano le modalità esecutive di posa:

- pre-verifica sulla compatibilità dei ferri verticali di ripresa del pilastro con il barrotto della trave da appoggiare su di esso;
- posa della Trave REP®;
- inserimento delle connessioni REP® TRC ed ogni altro componente del progetto del Sistema

REP® nelle precise posizioni indicate nei disegni;

- eventuale controventamento delle travi di bordo;
- posa del solaio, effettuata con gradualità ed alternando la posa degli elementi da un lato all'altro della trave REP®;
- posa di tutte le armature integrative, (spezzoni e/o connessioni REP® TRC);
- getto di completamento.

2.3.2. Pilastri del Sistema REP®

I Pilastri del Sistema REP® sono dotati di una marca alla base da allineare con quella presente nella tavola di posa consegnata contestualmente al prodotto; le strutture verticali sono fornite con gli elementi di fissaggio da utilizzare durante le fasi di montaggio.

Le modalità di posa in opera sono le seguenti:

- preparazione dei tirafondi fissati al piano di appoggio, posti in opera mediante le dime fornite sugli assi e quote di progetto attraverso dadi e contro dadi presenti nella fornitura;
- fissaggio della parte inferiore del pilastro con una fune, sufficientemente lunga, per permettere la guida e il controllo del sollevamento e della traslazione;
- sollevamento del pilastro nel punto previsto dai disegni di progetto, mediante il dispositivo dato in uso o con un sistema equipollente prescritto dal Direttore dei Lavori;
- serraggio dei dadi inferiori con sopra le rondelle fino alla quota prevista;
- posizionamento del pilastro sui tirafondi posti alla base del piano di appoggio, assicurandosi che l'orientamento sia quello di progetto sulla scorta dell'indicatore posto alla base del pilastro stesso e riportato sui disegni di posa;
- operazione di avvitamento di tutti i dadi, preceduti dalle relative rondelle, mantenendo il pilastro sulla verticale e con il dispositivo di sollevamento in trazione;
- sgancio del dispositivo di sollevamento;
- messa a piombo definitiva (anche con l'utilizzo di sistemi topografici);
- chiusura dei dadi superiori sino alla coppia indicata dagli elaborati di progetto;
- fissaggio del pilastro del Sistema REP® con getto di malte colabili antiritiro per tutto lo spessore che sarà risultato tra il piano di posa e la piastra di base del pilastro stesso;
- posa delle Travi REP®, del solaio e delle eventuali armature aggiuntive e connessioni REP® TRC;
- getto di completamento eseguito per tronchi di piano e contemporaneamente al getto del solaio sovrastante.

2.4. Requisiti prestazionali

2.4.1. Durabilità

Una costruzione deve soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la sua vita utile di progetto con riferimento alla durabilità, senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere una manutenzione straordinaria eccessiva.

La durabilità delle costruzioni risulta influenzata da molteplici fattori, quali:

- la concezione della struttura;
- la scelta dei materiali;
- i dettagli costruttivi;
- l'esecuzione;
- il controllo di qualità;
- l'ispezione e la manutenzione;
- le verifiche;
- particolari disposizioni progettuali (per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica delle armature, ...).

Nell'ambito del Sistema REP®, durabilità e manutenzione sono strettamente legati ai due materiali base:

- calcestruzzo;
- acciaio strutturale.

Per quanto riguarda il calcestruzzo la durabilità è influenzata dalle diverse condizioni ambientali (umidità, cicli di gelo-disgelo, esposizione a salsedine marina, ...) cui l'opera potrebbe essere esposta nell'arco della sua vita utile. Le norme UNI EN 206 e le istruzioni CNR 11104 forniscono al progettista utili indicazioni in merito alla valutazione della classe di esposizione ambientale più appropriata, ovvero nella definizione del tipo di "attacco" più probabile cui il calcestruzzo in opera sarà sottoposto. Come è noto, la composizione di un calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature che la sua resistenza agli attacchi. Questo può portare a scegliere un calcestruzzo con classe di resistenza superiore a quella richiesta dal calcolo strutturale. La norma UNI EN 1992, nota la classe strutturale (funzione della vita utile di progetto dell'opera) e la classe di esposizione ambientale, fornisce il valore del copriferro minimo necessario per la protezione e durabilità delle armature. Per quanto riguarda l'acciaio strutturale, la sua durabilità è strettamente legata al sistema di protezione contro la corrosione adottato e alla sua manutenzione. Nel caso di travi reticolari autoportanti miste acciaio-calcestruzzo, generalmente il calcestruzzo garantisce la protezione delle armature alla corrosione, con adeguato strato di ricoprimento e copriferro-interferro delle stesse, come avviene nelle tradizionali strutture in c.a.

Nelle Travi REP® Nor con fondello in acciaio, la protezione alla corrosione è garantita dall'adozione di un acciaio auto-passivante tipo COR-TEN® e/o eventuale verniciatura.

Nelle colonne miste acciaio-calcestruzzo PDTI®, la protezione alla corrosione è funzione del rivestimento protettivo applicato (zincatura a caldo e/o verniciatura). La loro durabilità dipende dalle proprietà fisiche ed integrità del rivestimento protettivo e dalla sua manutenzione nel tempo.

Anche per l'acciaio è importante analizzare accuratamente le condizioni ambientali in quanto in presenza di agenti aggressivi il fenomeno della corrosione può interessare zone estese e manifestarsi velocemente.

La cura dei dettagli costruttivi del Sistema REP® e la corretta posa in opera degli elementi strutturali, evitando sempre il contatto diretto tra l'acciaio strutturale con metalli più nobili (come rame, acciaio inox, ...), eliminano i presupposti della corrosione elettrochimica o da contatto (cosiddetto "effetto pila") e garantiscono il soddisfacimento dei requisiti di durabilità come richiesto dalla normativa vigente.

2.4.2. Resistenza al fuoco

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti e limitare la propagazione del fuoco e dei suoi fumi secondo quanto previsto dalle normative antincendio.

La capacità del sistema strutturale in caso di incendio si determina sulla base della capacità portante propria degli elementi strutturali singoli, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo, comprese le condizioni di carico e di vincolo, tenendo conto dell'eventuale presenza di materiali protettivi.

Il DM 16.02.2007 stabilisce che le prestazioni di resistenza al fuoco dei prodotti e degli elementi costruttivi possono essere determinate in base ai risultati di:

- prove;
- calcoli;
- confronti con tabelle, riportate in allegato al DM 16.02.2007.

Nello specifico, per la determinazione della resistenza al fuoco degli elementi portanti, trovano applicazione solo gli ultimi due metodi ovvero il "metodo analitico" ed il "metodo tabellare". Entrambi di esclusiva competenza di tecnici abilitati.

Il "metodo analitico" può essere così articolato:

1° fase

individuazione dell'incendio di progetto più appropriato alla costruzione in esame ovvero scelta della curva di incendio nominale di riferimento (DM 09.03.2007 e DM 14.01.2008);

2° fase

analisi dell'evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali (mappatura termica);

3° fase

analisi del comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura;

4° fase

verifiche di sicurezza che consistono nell'accertare che la resistenza meccanica venga mantenuta per il tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco della struttura con riferimento alla curva nominale di incendio (combinazione di carico eccezionale).

Nel Sistema REP® la valutazione della resistenza al fuoco non è limitata al singolo elemento strutturale come spesso accade nella prefabbricazione, ma contempla tutto il sistema costruttivo con particolare attenzione ai dettagli e alle possibili criticità in opera, supportate dall'esperienza maturata e da indagini sperimentali.

A titolo esemplificativo, un solaio a lastra predalles può essere calcolato per resistere all'incendio normalizzato per una durata di 120 minuti. Tuttavia se in esso non sono previsti opportuni sfoghi per le sovrappressioni generate dai gas derivanti dal processo di fusione del polistirene (attorno ai 350°C) il ricoprimento di calcestruzzo viene espulso lasciando le armature esposte con conseguente rischio di crollo anticipato.

La resistenza passiva al fuoco del Sistema REP® può essere eventualmente garantita da rivestimenti protettivi applicati alle strutture in opera, quali vernici intumescenti o intonaci antincendio.

In fase di progettazione va considerato che l'applicazione di un rivestimento protettivo in opera va periodicamente mantenuto e che tutte le parti devono essere facilmente ispezionabili.

2.4.3. Robustezza strutturale

Le Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008 hanno introdotto nell'ambito normativo italiano il concetto di robustezza strutturale richiamandolo esplicitamente. Nel §2.1 "Principi fondamentali" la robustezza nei confronti delle azioni eccezionali viene definita come "capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti". La stessa norma, al §3.1.1 prescrive che "la robustezza dell'opera deve essere verificata imponendo azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicitate (non sismiche e da vento), applicate secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo.

A livello europeo la robustezza strutturale è introdotta nel panorama normativo dall'Eurocodice 1 parte 1-7 in cui viene definita come "la capacità della struttura di resistere ad azioni dovute ad incendi, esplosioni, urti o conseguenze di errori umani, senza subire danni sproporzionati alle cause che li hanno generati".

Dal punto di vista pratico la robustezza garantisce che danni locali, conseguenti ad azioni eccezionali, non si sviluppino in collassi parziali o globali di un intero organismo strutturale o di sue porzioni significative. L'evoluzione di un danno locale fino ad un collasso parziale o totale è sintomo dell'impossibilità della struttura di raggiungere nuove configurazioni di equilibrio stabile data dall'assenza di sufficienti riserve di resistenza, duttilità, stabilità ed iperstaticità.

Nella progettazione e nella scelta della tipologia strutturale è possibile perseguire l'obiettivo della robustezza mediante l'adozione di tipologie caratterizzate da bassa sensibilità al danno locale (resistenza e duttilità locale) e, al contempo, da elevata iperstaticità e dalla presenza di percorsi di carico alternativi, nonché da elevata duttilità globale che, a differenza di quanto avviene nei collassi fragili, permette il manifestarsi dello stato di danneggiamento con elevata dissipazione di energia in campo plastico. I criteri progettuali possono essere suddivisi in metodi di tipo diretto e indiretto.

Tra i metodi di tipo indiretto si annoverano quelli mirati a garantire livelli minimi di resistenza, continuità e duttilità che permettono la formazione di percorsi alternativi dei carichi in caso di danneggiamento di una porzione della struttura. Un esempio è dato dall'introduzione degli incatenamenti orizzontali e/o verticali come prescritto dall'Eurocodice 1 parte 1-7 per alcune classi di edifici.

La robustezza è strettamente collegata al comportamento globale della struttura, e la rappresentazione della risposta del sistema dovrebbe essere ottenuta attraverso la modellazione dell'intero complesso strutturale. A riguardo il DM 14.01.2008 prevede la Combinazione eccezionale.

I metodi di tipo diretto prevedono esplicitamente in fase di progettazione che la resistenza strutturale sia il mezzo per la prevenzione del collasso progressivo attraverso verifiche sulla resistenza locale e/o verifiche sullo sviluppo di percorsi alternativi dei carichi. Il metodo della resistenza locale richiede che siano note a priori le azioni eccezionali a cui potrebbe essere soggetta la struttura e le loro entità per dimensionare e verificare gli elementi interessati. Il metodo del percorso alternativo di carico considera, invece, la crisi di determinati elementi strutturali al fine di verificare la capacità della struttura di trasferire i carichi alla parte strutturale non danneggiata, mediante diversi percorsi di carico.

Il Sistema REP® permette di perseguire efficacemente l'obiettivo della robustezza strutturale, vista l'affidabilità che offre in fase di realizzazione e la rispondenza al progetto: è ridotto il rischio correlato agli errori umani, richiamato dalla definizione di robustezza di cui all'Eurocodice 1 parte 1-7.

Dal punto di vista strutturale il Sistema REP® garantisce elevate riserve di sovrarobustezza. Nei pilastri PDTI®, ad esempio, la camicia metallica, oltre ad essere di per sé fonte di sovrarobustezza legata al comportamento dell'acciaio, funge da elemento di confinamento continuo del calcestruzzo aumentandone notevolmente le capacità di resistenza e di deformabilità, garantendo così maggiori prestazioni e duttilità. Analogamente, le travi REP® tralicciate a struttura mista contengono intrinsecamente l'elevata sovrarobustezza di una struttura metallica che permette di avere ampie riserve in caso di danneggiamento locale.

Il Sistema REP® permette con facilità l'inserimento di efficaci incatenamenti orizzontali e/o verticali, e garantisce la possibilità di realizzare con semplicità telai fortemente iperstatici.

2.4.4. Ridistribuzione

Le Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008 prevedono, al §4.1.1.1 e al 4.3.2.2.1 rispettivamente per le strutture in c.a. e per le strutture composte acciaio-calcestruzzo, la possibilità di condurre l'analisi elastica con redistribuzione del momento flettente. Come riportato al §C.4.1.1.1 della Circolare 2.02.2009, n.617, le NTC proibiscono la redistribuzione dei momenti flettenti nei pilastri e nei nodi, consentendola solo nelle travi continue (sia appartenenti che non appartenenti a telai) e nelle solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5 – 2,0.

La redistribuzione dei momenti flettenti garantisce l'equilibrio sia globale che locale della struttura, ma prefigura possibili plasticizzazioni nelle zone di estremità delle travi; occorre dunque accompagnare la redistribuzione con una verifica di duttilità.

La redistribuzione permette una progettazione strutturale più economica ed efficiente, riducendo in valore assoluto i momenti massimi di calcolo, solitamente localizzati nelle zone di momento negativo, e compensando questa diminuzione con l'aumento dei momenti nelle zone meno sollecitate. Ciò consente di:

- progettare travi aventi resistenza massima a flessione minore di quella richiesta dall'analisi elastica, grazie ad una più uniforme distribuzione delle resistenze lungo il loro sviluppo;
- utilizzare meglio la resistenza minima a flessione delle sezioni, dovuta al rispetto delle limitazioni costruttive imposte dalle NTC, quando essa ecceda significativamente le sollecitazioni derivanti dall'analisi elastica.

Il requisito essenziale per effettuare la redistribuzione è che il diagramma dei momenti flettenti risulti staticamente ammissibile una volta effettuata la redistribuzione.

Per quanto riguarda le strutture miste acciaio-calcestruzzo il DM 14.01.2008 prescrive che, per le verifiche allo stato limite ultimo, ad eccezione delle verifiche a fatica, il momento elastico può essere redistribuito quando la trave composta è continua o parte di un telaio controventato, è di altezza costante e non vi è pericolo di fenomeni di instabilità. Per queste strutture le limitazioni sulla riduzione del massimo momento negativo sono diverse rispetto a quelle prescritte per le travi in c.a. e sono riportate in Tabella 4.3.I. Ulteriori limitazioni vengono imposte se viene utilizzato acciaio di grado S355 o superiore.

Tabella 4.3.I Limiti della redistribuzione del momento negativo sugli appoggi.

Classe della sezione	1	2	3	4
Analisi "non-fessurata"	40	30	20	10
Analisi "fessurata"	25	15	10	0

La redistribuzione dei massimi momenti negativi agenti sulle travi consente di ridurre le armature nelle sezioni in prossimità dei nodi trave-pilastro; pertanto in condizioni sismiche, nel rispetto dei principi della gerarchia delle resistenze, i pilastri potranno essere progettati con momento resistente ridotto rispetto al caso in cui non sia stata operata la redistribuzione, e sono date maggiori garanzie sulla formazione della cerniera plastica sulla trave. Si osserva, quindi, che una razionale redistribuzione dei momenti negativi sulle travi è vantaggiosa anche in condizioni sismiche.

Nel caso di travi a struttura mista acciaio-cl, il diagramma dei momenti flettenti è influenzato dalle diverse fasi costruttive. In prima fase, ovvero in condizioni di autoportanza della struttura metallica, il diagramma dei momenti flettenti è definito da uno schema di semplice appoggio, campata per campata, con ampiezza legata all'entità dei carichi permanenti strutturali. In seconda fase, ovvero in condizioni di collaborazione tra la struttura metallica e il calcestruzzo, il diagramma dei momenti flettenti sarà invece governato da uno schema di trave su più appoggi o a telaio, con ampiezza del momento flettente legata all'entità dei carichi permanenti non strutturali e accidentali.

La combinazione delle due fasi porta ad un diagramma del momento flettente con momento massimo negativo inferiore rispetto al caso di travi tradizionali non autoportanti, dove l'ampiezza del momento negativo è legata all'entità della somma di tutti i carichi agenti. In questo caso la redistribuzione sarà operata sul momento negativo prodotto dai carichi in seconda fase e sarà possibile ottenere un diagramma dei momenti flettenti maggiormente ottimizzato.

Le travi REP® si prestano particolarmente a sfruttare la redistribuzione del momento flettente per l'ottimizzazione dell'armatura longitudinale. Il traliccio metallico è composto da elementi correnti a sezione costante, generalmente per tutta la sua lunghezza, sia inferiormente che superiormente. Operando la redistribuzione dei momenti flettenti, secondo quanto prescritto dalle norme, è possibile ridurre l'armatura integrativa da disporre in opera in corrispondenza dei nodi con i pilastri e sfruttare al meglio le armature del traliccio in campata.

2.4.5. Duttilità

La sicurezza strutturale rispetto alle forze sismiche e il conseguimento delle prestazioni richieste agli stati limite ultimi, è perseguita nella progettazione attraverso l'obiettivo di dotare le strutture della capacità di mantenere un elevato livello della loro resistenza iniziale anche sotto gli elevati spostamenti, che possono superare sensibilmente il limite elastico, imposti dalle azioni sismiche. Questa caratteristica della struttura nella sua globalità, ma anche dei singoli componenti e dei materiali che la compongono, è generalmente definita con il termine duttilità.

La duttilità delle strutture include sia la capacità di sopportare grandi deformazioni e spostamenti senza sensibili riduzioni di resistenza, sia la capacità di assorbire e dissipare energia grazie ad un comportamento di tipo isteretico.

La duttilità è definita principalmente su tre livelli: la duttilità in deformazione, che rappresenta la capacità del materiale di sopportare elevate deformazioni oltre il limite elastico senza sensibili riduzioni di tensione; la duttilità in curvatura, che rappresenta la capacità della sezione trasversale dell'elemento inflesso di sopportare elevate rotazioni per unità di lunghezza senza sensibili riduzioni del momento flettente correlato; la duttilità in spostamento, che rappresenta la capacità di una struttura di sopportare elevati spostamenti garantendo nel contempo la resistenza ai carichi verticali cui è soggetta. La duttilità complessiva di una struttura è pertanto legata alla capacità dei suoi elementi strutturali di dissipare stabilmente energia, impedendo la formazione di meccanismi fragili attraverso una accurata progettazione complessiva e di dettaglio, ed è definita come segue

$$m_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$$

essendo Δ_u lo spostamento ultimo a collasso, Δ_y lo spostamento al limite elastico.

La duttilità degli elementi strutturali, e di conseguenza dell'intero sistema, può essere sviluppata solo se il materiale di cui sono composti presenta un comportamento duttile. Di conseguenza, risulta evidente la possibilità di raggiungere la duttilità desiderata se la resistenza deve essere garantita dall'acciaio teso. Dall'altro lato, devono essere previste specifiche precauzioni quando l'acciaio è soggetto a compressione, per evitare che fenomeni di instabilità interferiscano con la capacità di sviluppare elevate deformazioni anche in compressione. Il calcestruzzo è, invece, un materiale a comportamento fragile; la resistenza a trazione non può essere considerata come una risorsa primaria di resistenza, mentre presenta una buona resistenza a compressione.

Il raggiungimento della duttilità richiesta può essere ottenuto mediante una accurata progettazione di dettaglio, combinando in modo opportuno acciaio e calcestruzzo. Infatti, numerose sperimentazioni hanno evidenziato la capacità del calcestruzzo di sviluppare elevate deformazioni dopo il limite elastico in presenza di un opportuno stato di confinamento.

Il corretto dettaglio di staffatura e di configurazione delle barre longitudinali garantisce un vincolo all'espansione laterale del calcestruzzo soggetto a compressione, sia per elementi semplicemente compressi, sia per elementi inflessi o presso-inflessi, aumentandone le capacità di resistenza ed, in particolare, di deformazione. Il DM 14.01.2008 ha introdotto nel panorama normativo nazionale quanto già introdotto a livello europeo dall'Eurocodice 2 per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo confinato da utilizzare nella progettazione strutturale.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008 associano ad ogni tipologia strutturale una primaria capacità dissipativa, per mezzo del fattore di struttura. In linea con quanto introdotto sopra, la norma tiene debitamente in conto anche il livello di dettaglio conseguito nella progettazione introducendo le Classi di Duttilità, in particolare CD "A" (Classe di Duttilità Alta) e CD "B" (Classe di Duttilità Bassa) che concorrono alla determinazione del valore del fattore di struttura. La differenza tra le due classi risiede nella diversa capacità dissipativa che si ottiene attraverso la progettazione di dettaglio. In entrambi i casi valgono i principi generali sopra descritti, con una progettazione mirata all'ottenimento di dissipazione stabile e all'inibizione di meccanismi di tipo fragile o instabile.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_2/\alpha_1$	$4,5\alpha_2/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_2/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate		
c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_2/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_2/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_2/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con timonature in muratura	2	2

Gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi possono essere determinati anche per mezzo di analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente (analisi non lineare statica) modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente (analisi non lineare dinamica) modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi. Le analisi di tipo non lineare consentono di valutare direttamente le capacità dissipative globali delle strutture analizzando anche il comportamento oltre il limite elastico ed evidenziando la formazione "spaziale e temporale" delle zone critiche in cui si sviluppano le plasticizzazioni. Questo tipo di analisi può essere utilizzato anche per verificare e validare le ipotesi adottate nelle progettazioni di tipo lineare con fattore di struttura.

Il Nodo Sismi REP® rappresenta un nodo antisismico trave-pilastro formato da componenti del Sistema REP® in grado di assicurare resistenza meccanica e duttilità che permettono alla struttura di andare oltre il limite elastico senza rischio di collasso. Da elaborazioni numeriche ed indagini sperimentali svolte, si è avuta conferma delle performance strutturali, in termini di resistenza e duttilità.

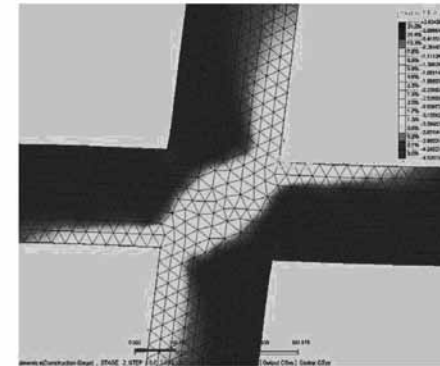


Figura 1: analisi FEM nodo SismiREP®

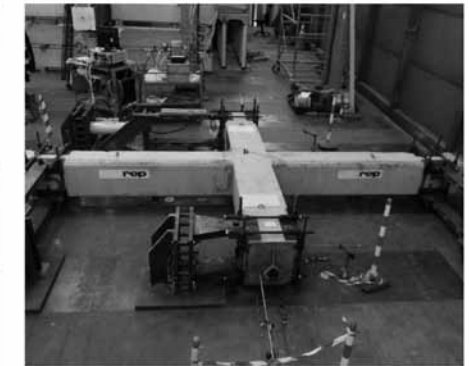


Figura 2: indagine sperimentale UNIPD 2010

Il nodo Sismi REP® è indicato per l'applicazione combinata di Pilastri PDTI®, ma può essere impiegato anche in caso di strutture portanti di tipo tradizionale. Il nodo Sismi REP® assicura prestazioni strutturali certe, eliminando le possibili difformità fra il progetto strutturale e quanto viene effettivamente realizzato in cantiere.

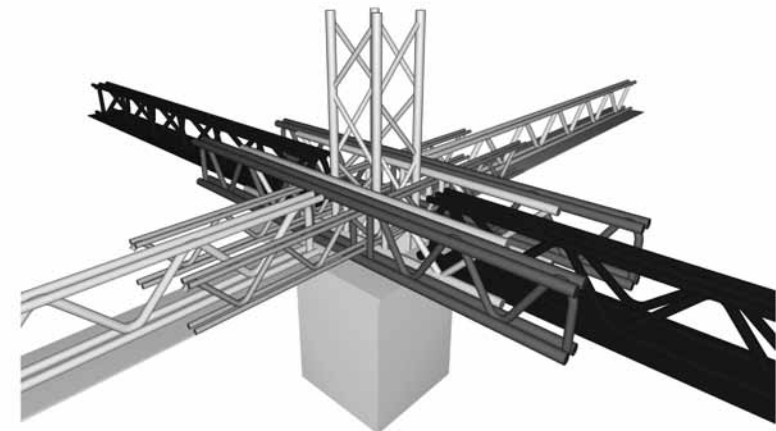


Figura 3 Vista 3D tipologia nodo SismiREP®

3.1. Trave REP® Nor

La trave autoportante REP® Nor a struttura mista acciaio-calcestruzzo è indicata per strutture con grandi luci.

La struttura metallica, realizzata interamente in acciaio liscio da carpenteria S355 ai sensi della norma UNI EN 10025-2, è costituita da:

- corrente inferiore formato da un piatto ed eventuali ferri aggiuntivi ad esso saldati (1);
- corrente superiore formato da almeno una coppia di profilati (2);
- anima di collegamento, semplice o doppia, saldata al corrente superiore ed inferiore (3);
- terminali di appoggio opportunamente dimensionati, che fungono da dispositivo di ancoraggio atto a resistere alle azioni di scorrimento (4)

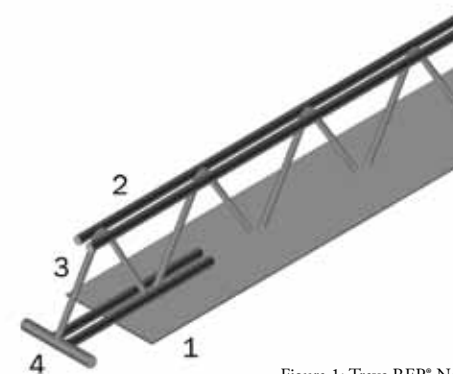


Figura 1: Trave REP® Nor

Il piatto in acciaio funge sia da supporto per il solaio sia da cassero per il getto di completamento. La Trave REP® Nor è autoportante per tutta se stessa e per la parte di solaio che le grava già in prima fase. Le saldature sono eseguite a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

Le Travi REP® Nor appoggiano sulla muratura o sui pilastri mediante gli appositi martelli posti alle estremità.

Sono completate da connessioni brevettate REP® TRC, quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, prodotte con le medesime procedure previste per le Travi REP®. In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

Le Travi REP® Nor possono essere fornite con piatto sagomato, sponde in acciaio e con forometrie per il passaggio degli impianti in base alle esigenze di progetto. Le parti a vista possono essere in acciaio COR-TEN o trattate con antiruggine o aggrappante per intonaco.

La progettazione delle Travi REP® è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.



Figura 2: montaggio delle Travi REP® Nor con connessioni REP® TRC

3.2. Trave REP® Tr

La Trave REP® Tr a struttura mista acciaio-calcestruzzo è resistente al fuoco secondo quanto prescritto dal DM 16.02.2007.

E' adatta per l'impiego con solai a lastra tipo predalles in quanto sfruttando le opere di banchinaggio di questo, non richiede alcuna cassetta aggiuntiva. La struttura metallica, realizzata interamente in acciaio liscio da carpenteria S355 ai sensi della norma UNI EN 10025-2, è formata da una o più reticolari costituite da:

- corrente superiore, formato da almeno una coppia di profilati (1);
- corrente inferiore, formato da almeno una coppia di profilati (2);
- anima di collegamento, semplice o doppia, saldata al corrente superiore ed inferiore (3);
- calastrelli inferiori di collegamento(4).

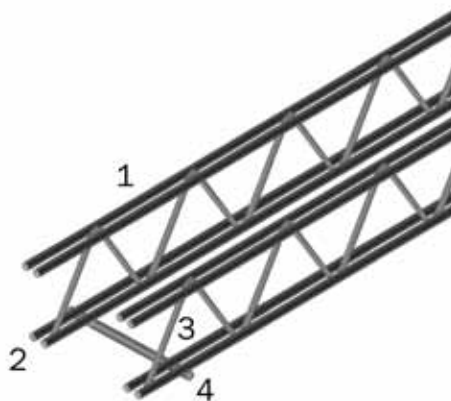


Figura 3: Trave REP® Tr

Le saldature sono eseguite a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

Le Travi REP® Tr vanno posizionate in continuità sopra alle lastre prefabbricate, ai fondelli prefabbricati o realizzati in cantiere. Potranno essere previste e fornite armature integrative, da posizionare in alcuni incroci di travi o intersezioni con altre tipologie di strutture. Le Travi REP® Tr devono essere posate in opera avendo cura di posizionare le reticolari e le intersezioni dei loro prolungamenti in maniera tale da non compromettere le riprese dei pilastri e delle murature di appoggio. La progettazione delle Travi REP® Tr è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.



Figura 4: schema di posa delle Travi REP® Tr

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.

Una volta completata la messa in opera della trave REP® e dei suoi accessori agli appoggi e posizionate le armature specifiche e di ripartizione previste per il solaio, sarà eseguito il getto di completamento.

Nelle strutture in cemento armato, la realizzazione di travi a spessore impone luci molto ridotte o l'allargamento della base delle travi. A questi inconvenienti bisogna aggiungere le deformazioni plastiche a tempo infinito che provocano schiacciamenti nei tramezzi con conseguente loro rottura. Tuttavia le travi in cemento armato consentono di realizzare direttamente, con il getto di calcestruzzo, la necessaria protezione dell'armatura. L'utilizzo della Trave REP® Tr, in sostituzione delle normali armature, consente la riduzione della larghezza della trave alla soluzione tradizionale in c.a. La Trave REP® Tr, che viene prodotta industrialmente in accoppiamento di profilati standard che si integrano reciprocamente, ha una specifica portanza che è definita in funzione dell'altezza e della sezione dei profilati.

In relazione alle sollecitazioni di progetto, la trave presenta un numero variabile di reticolari. Queste possono essere collegate da calastrelli inferiori con funzione di stabilizzatori in fase di getto e di distanziatori dalla cassetta.

I calastrelli, che supportano da uno (posizionato disassato) a tre reticolari (posizionate simmetricamente), sono di larghezza idonea a ricevere al loro interno le connessioni REP® TRC.



Figura 5: la connessione REP® TRC nelle Travi REP® Tr

Le Travi REP® Tr, essendo più rigide delle equipotanti travi realizzate in c.a, consentono di aumentare le luci della maglia strutturale.

La forte percentuale d'armatura determina nel calcestruzzo delle sollecitazioni molto basse e consente di ridurre la larghezza delle travi con conseguente eliminazione dell'effetto "tegola" in corrispondenza dei pilastri, mentre, la presenza di una maggiore quantità di ferro nella parte superiore delle travi riduce le deformazioni viscosse con conseguente riduzione dei pericoli di schiacciamento dei tramezzi.

3.3. Trave REP® Dis

La struttura metallica, realizzata interamente in acciaio liscio da carpenteria S355 ai sensi della norma UNI EN 10025-2, è costituita da:

- corrente superiore formato da almeno una coppia di profilati (1)
- corrente inferiore formato da almeno una coppia di profilati e da un piatto saldato non coassiale alla reticolare (2)
- anima di collegamento saldata al corrente superiore ed inferiore (3)

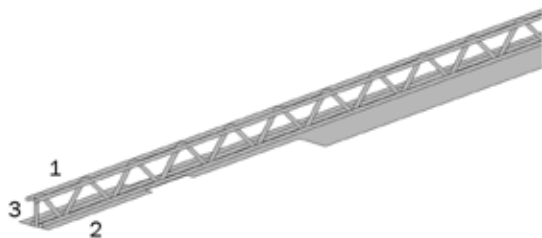


Figura 6: Trave REP® Dis

Nelle Travi REP® Dis la struttura reticolare è più lunga della luce netta della trave e sporge nella campata contigua per la lunghezza occorrente ad assorbire gli sforzi di taglio ed i momenti di progetto.

Al fine di permettere anche nelle travi con piatto inferiore la sovrapposizione in campata delle reticolari delle travi adiacenti, il piatto viene saldato alla reticolare con il tipico disassamento che ha originato il nome attribuito alla Trave REP® Dis.

Il piatto, che normalmente è a filo pilastro, può essere fornito con un segmento tagliato e riportato nella campata continua, come da variante sotto indicata, che facilita il posizionamento in opera nel caso in cui le travi debbano essere appoggiate su pilastri con interfero ≥ 12 cm.

La progettazione delle Travi REP® Dis è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.

Una volta completata la messa in opera della trave REP® e dei suoi accessori agli appoggi e posizionate le armature specifiche e di ripartizione previste per il solaio, viene eseguito il getto di completamento.

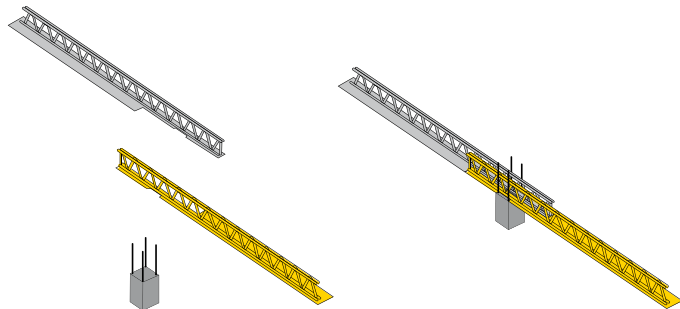


Figura 7: montaggio delle Travi REP® Dis

3.4. Connessioni REP® TRC

Le connessioni REP® TRC realizzate interamente in acciaio liscio da carpenteria S355 ai sensi della norma UNI EN 10025-2 sostituiscono le tradizionali armature in acciaio ad aderenza migliorata B450C posizionate agli appoggi. Realizzano la continuità orizzontale delle strutture REP®, l'omogeneità della tipologia resistente ed il confinamento del calcestruzzo al nodo trave-pilastro.

La duttilità ed il livello di resistenza prestazionale, a flessione ed a taglio, del nodo trave-pilastro sono pertanto garantiti dalle connessioni REP® TRC.

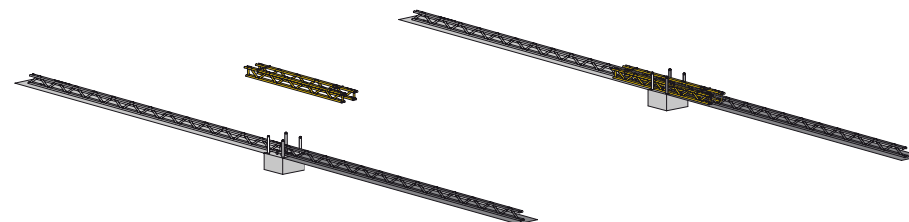


Figura 8: la connessione REP® TRC nelle Travi REP® Nor

Le connessioni REP® TRC, singole o assemblate mediante calastrelli, vengono prodotte di diversa forma e dimensione per consentire la miglior integrazione con le strutture del Sistema REP® e gli elementi strutturali resistenti. Il loro utilizzo, inoltre, prevede una rapida messa in opera: vengono inserite direttamente tra le barre dei pilastri, senza nessun'altra operazione manuale.

Sotto sono rappresentate le sezioni di: Trave REP® Nor integrata con monconi in acciaio per c.a., Trave REP® Nor e Trave REP® Tr completate con connessione REP® TRC.

3.4.1. Esempi di accoppiamento

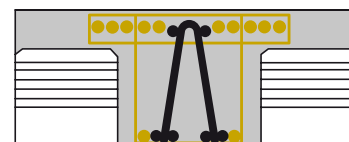


Figura 9: soluzione tradizionale sezione di una Trave REP® Nor integrata con monconi in B450C (in giallo scuro)



Figura 10: nuova soluzione sezione tipo Trave REP® Nor con connessione REP® TRC (in giallo)

3.5. Lastra REP®

La lastra autoportante REP® a struttura mista acciaio-calcestruzzo è resistente al fuoco secondo quanto prescritto dal DM 16.02.2007.

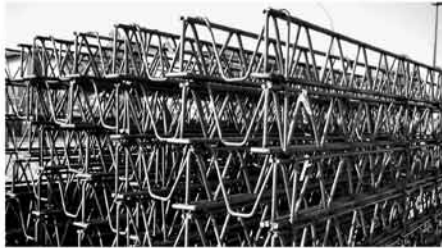


Figura 11: Lastre REP® prima del getto del basamento

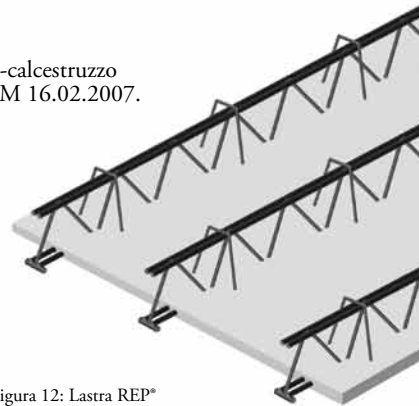


Figura 12: Lastra REP®

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

I correnti inferiori uniti da appositi profili di controvento ad evitare fenomeni di instabilità sono inseriti in un basamento di calcestruzzo classe C28/35 (UNI EN 206-1:2006) pregettato in stabilimento con larghezza standard 120 cm e dotato di propria armatura di confezionamento, dimensionata per sopportare il carico dei solai gravanti sulla Lastra REP®.

Lastra REP® permette la realizzazione di superfici resistenti a qualsiasi aggressione fisico-chimica. All'occorrenza possono essere richieste Lastre REP® di larghezza diversa da quella standard o con particolari forme e forometrie per boccaporti, passaggio di impianti e/o tubazioni, con un grado di versatilità e personalizzazione superiore a quello dei comuni solai a pannello o a lastra.

Le Lastre REP® appoggiano sulla muratura o sui pilastri mediante gli appositi martelli posti all'estremità. Sono completate dalle connessioni brevettate REP® TRC, quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, costituita da calastrelli prodotti con le medesime procedure previste per le Travi REP®. In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

La progettazione delle Lastre REP® è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo. Le Lastre REP® consentono di realizzare, in totale autoportanza, impalcati con altezza d'interpiano superiore ai 3.00 m o situati in luoghi di difficile praticabilità, in cui non è possibile disporre di mezzi di sollevamento adeguati.

Una volta completata la messa in opera della Lastra REP® e degli accessori agli appoggi viene eseguito il getto di completamento.



Figura 13: Lastre REP®



Figura 14: montaggio delle Lastre REP®

3.6. Pilastro tubolare PDT®

L'originale Sistema REP® comprende il pilastro tubolare PDT® monopiano flangiato; ulteriori sviluppi del brevetto hanno portato alla definizione del Pilastro PDTI®¹ pluripiano con tre tipologie di dispositivi al nodo, come descritto al par. 4.8.

I pilastri tubolari PDT® riempiti di calcestruzzo hanno il comportamento statico dei pilastri in calcestruzzo cerchiati e per essi non esiste il pericolo di ingobbamento della lamiera dovuto agli sforzi di taglio.

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da:

- camicia in acciaio (1);
- flange di base (2) e di appoggio (3), necessarie alla messa in opera del prodotto e delle Travi REP® di ogni impalcato.

Il calcestruzzo interno si comporta come un solido a dilatazione trasversale impedita e la quantità di calcestruzzo sufficiente a sopportare un determinato carico risulta ridotta rispetto alla quantità di calcestruzzo necessaria nei pilastri in cemento armato ordinario.

Il carico utile che può sopportare un profilato tubolare può essere aumentato in modo significativo con il riempimento in calcestruzzo: un pilastro tubolare 200 x 200 x 5 mm, alto 2,60 m, del peso 30 kg/m, limite d'elasticità 30 kg/mm² sopporta 110 ton cavo e 192 ton riempito di calcestruzzo.

Il Pilastro tubolare PDT® riempito di calcestruzzo, oltre ad avere una grande portanza rispetto all'ingombro della sezione, ha una buona resistenza al fuoco. In passato i risultati del programma 15B intrapreso dal CIDECT² e dalla Royal Engineering Association di Londra in Francia, Germania Federale e Regno Unito indicavano, per pilastri tubolari senza protezione esterna, una stabilità al fuoco di 90 minuti.

Il profilo metallico, variando gradualmente lo spessore della lamiera, permette di mantenere costanti le dimensioni esterne a tutti i livelli del fabbricato e, quasi sempre, le ridotte dimensioni consentono l'inserimento dei pilastri nella muratura di tamponamento.

Il pilastro tubolare PDT® è completato dalle flange per l'alloggiamento delle travi sovrastanti che assicurano anche la continuità della struttura verticale, distribuendo al resto della struttura metallica gli sforzi assiali, i momenti ed i tagli agenti alla base del pilastro.

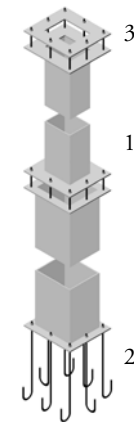


Figura 15: Pilastro tubolare PDT®

¹ Brevetto industriale Tecnostrutture s.r.l. depositato nel 2004 Nr. 1354667

² Risultati riportati nel CIDECT n.2

3.7. Nodo Sismi REP®

Il Nodo Sismi REP® è costituito da un nodo a croce di forma quadrata o rettangolare. Si ancora alle travi del solaio mediante due connessioni orizzontali, che affiancano le travi nel nodo. Viene utilizzato all'interno dei pilastri tubolari PDT® per solidarizzare le strutture portanti orizzontali a quelle verticali.

Il nodo antisismico, progettato per governare effetti locali di diffusione delle tensioni ed inserito nelle zone di intersezione tra trave e pilastro, fornisce un'efficace risposta sismica di tipo dissipativo.

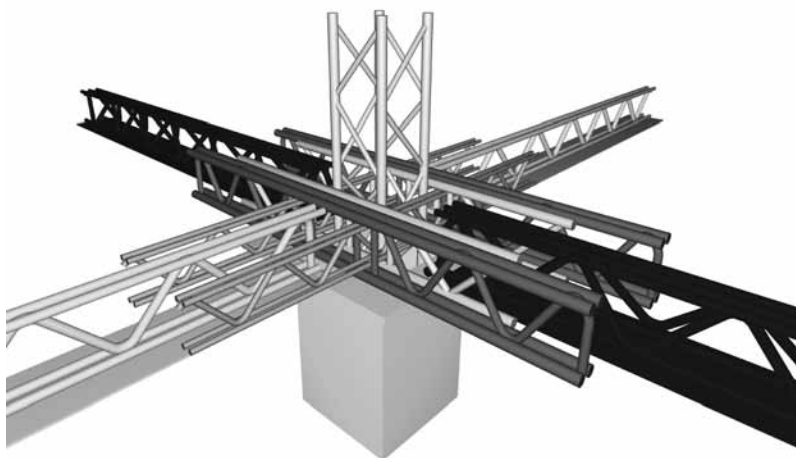


Figura 16: Nodo Sismi REP®

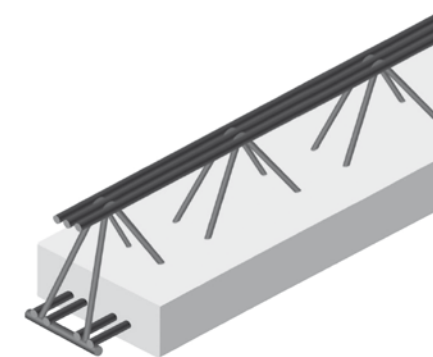


EVOLUZIONE DEL SISTEMA REP®

4

4.1. Trave REP® Cls

La trave autoportante REP® Cls a struttura mista acciaio-calcestruzzo è resistente al fuoco secondo quanto prescritto dal DM 16.02.2007. E' adatta per la realizzazione di strutture che richiedono elevate prestazioni in termini di sovraccarichi e/o luci ed è indicata per solai alveolari o a lastra.



In alto, figura 1: render di Trave REP® Cls
A sinistra, figura 2: applicazione di Trave REP® Cls

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

I correnti inferiori sono inseriti in un basamento di calcestruzzo classe C28/35 (UNI EN 206-1:2006) pregeggiato e dotato di armatura e staffatura di confezionamento dimensionate per sopportare il carico dei solai gravanti sulla Trave REP® Cls.

Le Travi REP® Cls si posano sulla muratura o sui pilastri mediante gli appositi martelli posti all'estremità. L'appoggio può essere realizzato anche avvolgendo parzialmente o interamente il pilastro (anche di forma irregolare), oppure, a richiesta, poggiando direttamente parte del basamento in calcestruzzo. Sono completate dalle connessioni brevettate REP® TRC, quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, realizzate con le medesime procedure previste per le Travi REP®. In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

La progettazione delle Travi REP® Cls è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo. Le Travi REP® Cls possono essere fornite anche con sponde in acciaio di contenimento del getto e con forometrie per consentire il passaggio degli impianti.

Le parti a vista possono essere in acciaio COR-TEN® o trattate con antruggine o aggrappante per intonaco.



Figura 3: applicazione delle Travi REP® Cls



Figura 4: Trave REP® Cls con tasca di alloggiamento per connessioni REP® TRC

4.2. Trave Pre REP®

La trave autoportante Pre REP® con basamenti in calcestruzzo precompresso a struttura mista acciaio-calcestruzzo è resistente al fuoco secondo quanto prescritto dal DM 16.02.2007

Brevettata per l'abbinamento con tutti i tipi di solaio garantisce una particolare resistenza agli agenti chimico-fisici aggressivi.

Si differenzia dalla Trave REP® Cls per la presenza delle armature di precompressione, trefoli funi, sul fondello in calcestruzzo.

La precompressione garantisce l'autoportanza della soletta di base e contribuisce alla portanza complessiva della trave, permettendo di ridurre le dimensioni della reticolare, e dall'altro creare una controfreccia alla trave stessa.

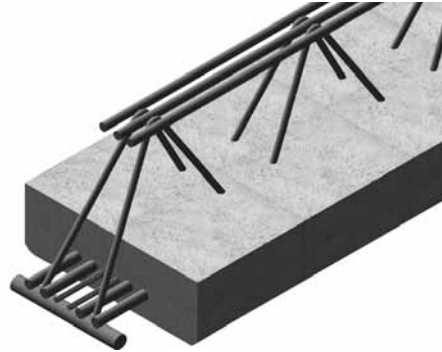


Figura 5: Trave Pre REP®

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

I correnti inferiori sono inseriti in un basamento di calcestruzzo classe C32/40 (UNI EN 206-1:2006) pregeggiato e dotato di armatura e staffatura di confezionamento dimensionate per sopportare il carico dei solai gravanti sulla Trave Pre REP®.

Le Travi Pre REP® appoggiano sulla muratura o sui pilastri mediante gli appositi martelli posti alle estremità. Sono completate dalle connessioni brevettate REP® TRC quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, realizzata con le medesime procedure previste per le Travi REP®.

In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

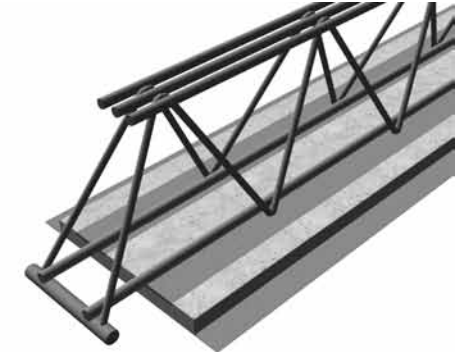
La progettazione delle Travi Pre REP® è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.

4.3. Trave Rei REP® S

La trave autoportante Rei REP® S a struttura mista acciaio-calcestruzzo con basamento in calcestruzzo è brevettata per l'ottimale abbinamento con solai a lastra e consente di realizzare impalcanti senza sottosporgenze.

È resistente al fuoco secondo quanto prescritto dal DM 16.02.2007



In alto, figura 6: Trave Rei REP® S

A sinistra, figura 7: intradosso complanare realizzato con Trave Rei REP® S

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

I correnti inferiori sono inseriti in un basamento di calcestruzzo classe C28/35 (UNI EN 206-1:2006) pregeggiato e dotato di armatura e staffatura di confezionamento, dimensionate per sopportare il carico dei solai gravanti sulle Travi Rei REP® S.

Due profili metallici zincati posti ai lati della trave e parzialmente inglobati nel getto di calcestruzzo fungono da alloggiamento per il solaio e garantiscono la complanarità dell'intradosso.

Le Travi Rei REP® S appoggiano sulla muratura o sui pilastri mediante gli appositi martelli posti all'estremità.

Sono completate dalle connessioni brevettate REP® TRC, quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, costituita da calastrelli prodotti con le medesime procedure previste per le Travi REP®.

In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

Le Travi Rei REP® S possono essere fornite anche con sponde in acciaio di contenimento del getto e con forometrie per consentire il passaggio degli impianti.

Le parti a vista possono essere in acciaio COR-TEN® o trattate con antiruggine o aggrappante per intonaco.

La progettazione delle Travi Rei REP® S è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della Trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.

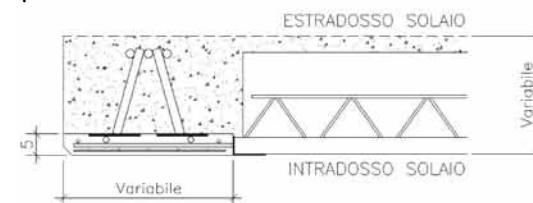
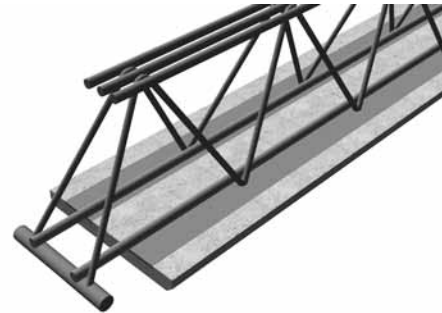


Figura 8: sezione della Trave Rei REP® S abbinata a solaio complanare

4.4. Trave Rei REP® 5

La trave autoportante Rei REP® 5 a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con basamento in calcestruzzo di spessore 5 cm, brevettata per l'ottimale abbinamento con solai a lastra, consente un contenimento massimo della sottosporgenza evitando gli oneri di cassetta e puntellazione. Trave Rei REP® 5 è realizzabile anche con basamento pregettato in calcestruzzo fibrorinforzato. E' resistente al fuoco secondo quanto prescritto dal DM 16.02.2007.



In alto, figura 9: Trave Rei REP® 5
A sinistra, figura 10: intradosso realizzato con Trave Rei REP® 5

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

I correnti inferiori sono inseriti in un basamento di calcestruzzo classe C28/35 (UNI EN 206-1:2006) pregettato in stabilimento dello spessore di 5 cm e dotato di armatura e staffatura di confezionamento dimensionate per sopportare il carico dei solai gravanti sulle Travi Rei REP® 5. Le Travi Rei REP® 5 appoggiano sulla muratura o sui pilastri mediante gli appositi martelli posti all'estremità.

Sono completate dalle connessioni brevettate REP® TRC, quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, realizzate con le medesime procedure previste per le Travi REP®.

In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

La progettazione delle Travi Rei REP® 5 è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.

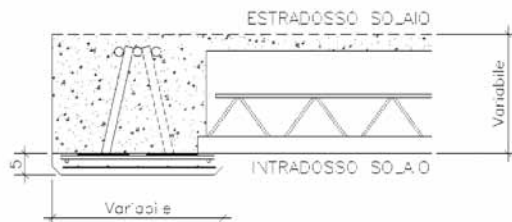


Figura 11: sezione della Trave Rei REP® 5 abbinata a solaio complanare

4.5. Trave Iso REP®

La trave autoportante Iso REP® a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con fondello in polistirene espanso (EPS), è brevettata per l'ottimale abbinamento con solai in polistirene. Mantiene i vantaggi di isolamento termo-acustico di questo materiale, eliminando il rischio di ponti termici tra solaio e trave garantendo al tempo stesso la complanarità dell'intradosso.

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

I correnti inferiori sono inseriti in un basamento di calcestruzzo classe C28/35 (UNI EN 206-1:2006) pregettato e dotato di armatura e staffatura di confezionamento dimensionate per sopportare il carico dei solai gravanti sulle Travi Iso REP®.

Due profili metallici zincati angolari posti ai lati della trave e parzialmente inglobati nel getto di calcestruzzo fungono da alloggiamento per il solaio e garantiscono la complanarità dell'intradosso.

Le Travi Iso REP® appoggiano sulla muratura o sui pilastri mediante gli appositi martelli posti alle estremità.

Sono completate dalle connessioni brevettate REP® TRC, quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, realizzate con le medesime procedure previste per le Travi REP®.

In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata.

La progettazione delle Travi Iso REP® è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.



Figura 12: Trave Iso REP®



Figura 13: abbinamento Trave Iso REP® e solaio in EPS

4.6. Trave REP® Lc

La trave autoportante REP® Lc a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con fondello in legno-cemento consente di ottenere strutture in spessore di solaio.

È brevettata per l'ottimale abbinamento con solai il legno-cemento e mantiene i vantaggi di isolamento termo-acustico di questo materiale, eliminando il rischio di ponti termici tra solaio e trave.

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

I correnti inferiori sono inseriti in un basamento di calcestruzzo classe C28/35 (UNI EN 206-1:2006) pregeettato e dotato di armatura e staffatura di confezionamento dimensionate per sopportare il carico dei solai gravanti sulle Travi REP® Lc.

Due profili metallici zincati angolari posti ai lati della trave e parzialmente inglobati nel getto di calcestruzzo fungono da alloggiamento per il solaio e garantiscono la complanarità dell'intradosso.

Le Travi REP® Lc appoggiano sulla muratura o sui pilastri mediante gli appositi martelli posti alle estremità.

Sono completate dalle connessioni brevettate REP® TRC, quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, realizzate con le medesime procedure previste per le Travi REP®.

In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata. La progettazione delle Travi REP® Lc è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.

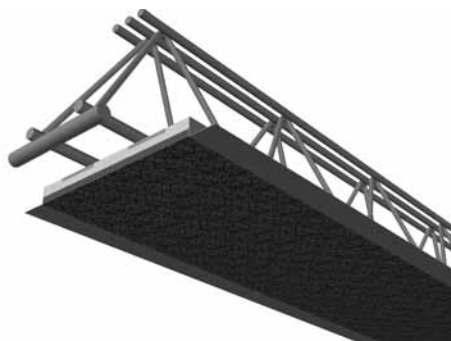


Figura 14: Trave REP® Lc



Figura 15: abbinamento Trave REP® Lc e solaio in legno-cemento

4.7. ECOTRAVE®

ECOTRAVE®, trave autoportante a struttura mista acciaio-calcestruzzo con basamento in laterizio, indicata per l'edilizia residenziale, è brevettata per l'ottimale abbinamento con solai in laterocemento.

Consente la continuità di materiale tra intradosso del solaio e pareti verticali con miglior attecchimento dell'intonaco, migliori prestazioni termoacustiche ed igrometriche e la completa eliminazione dei ponti termici, prevenendo la formazione di muffe e condense.

La struttura metallica in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) è costituita da:

- corrente inferiore formato da due elementi sagomati eventualmente saldati a due o più profilati (1);
- corrente superiore formato da tre profilati (2);
- anima di collegamento doppia saldata ai due correnti (3);
- terminali d'appoggio atti a resistere alle azioni di scorrimento (4);
- due profili metallici zincati forati, posti lateralmente per l'alloggiamento del solaio (5).

Le saldature sono eseguite a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

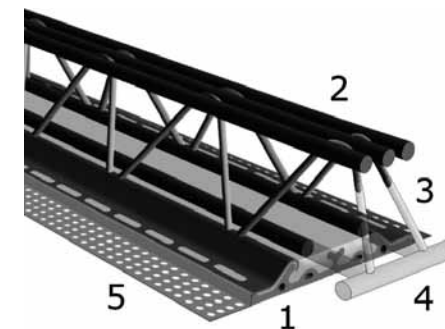
Il basamento in laterizio ed i correnti presagomati vengono fissati presso lo stabilimento di produzione con l'apposito fissante. L'insieme funge da cassero per il getto di completamento della ECOTRAVE®.

È completata da connessioni brevettate REP® TRC, quale armatura integrativa da posizionare al nodo per garantire la continuità strutturale, realizzate con le medesime procedure previste per le Travi REP®.

In casi particolari ai nodi trave-pilastro vengono fornite barre in acciaio ad aderenza migliorata. ECOTRAVE® può essere fornita con sponda laterale in laterizio e con forometrie per il passaggio degli impianti, in base alle esigenze di progetto.

La progettazione della ECOTRAVE® è elaborata con procedura di calcolo del Sistema REP® aderente alle norme vigenti e firmata da un tecnico abilitato.

Ai fini della contabilità viene considerata la lunghezza teorica della trave intesa come distanza tra gli appoggi teorici di calcolo.



In alto, figura 16: ECOTRAVE®
In basso, figura 17: ECOTRAVE® sottosporgente



Figura 18: abbinamento ECOTRAVE® e solaio in latero-cemento

4.8. Pilastro PDTI®

Il pilastro a dilatazione trasversale impedita PDTI® è costituito da profili metallici di sezione circolare, quadra o rettangolare, generalmente riempiti di calcestruzzo.

Coniuga la versatilità di una struttura metallica in fase provvisoria alla resistenza di una struttura mista acciaio-calcestruzzo in fase di esercizio.

Il Pilastro PDTI® può essere fornito con saldatura elicoidale o verticale e qualora fosse richiesto in versione pluripiano, anche con sezione differenziata per ciascun interpiano.

La struttura metallica è costituita da:

- camicia in acciaio S275/S355 ai sensi della norma UNI EN 10219-1, la quale, oltre a rappresentare un cassero per il getto di completamento, costituisce anche un sistema di cerchiatura del nucleo di calcestruzzo interno aumentando la resistenza globale;
 - flange di base e di appoggio interpiano, necessarie alla messa in opera del prodotto e delle Travi REP® di ciascun impalcato;
 - eventuale gabbia interna in acciaio B450C in grado di garantire la resistenza al fuoco richiesta.
- La camicia esterna a vista, infine, può essere trattata con aggrappante per intonaco, antiruggine o zincatura a freddo o a caldo.



Figura 19: realizzazione con Pilastri PDTI®

Il Pilastro PDTI® in versione mono o pluripiano viene prodotto in tre differenti tipologie:

PILASTRO PDTI® CON FINESTRATURA AL NODO

Nelle sezioni d'interpiano sono predisposte adeguate finestrate sulla camicia d'acciaio per permettere il posizionamento delle connessioni REP® TRC, quali armature necessarie per garantire la continuità strutturale a taglio e a flessione delle Travi REP® di piano/falda in sostituzione della monconatura in B450C. La conformazione del Pilastro PDTI® con finestrate al nodo lo rende adatto all'utilizzo in zone ad elevata sismicità.

PILASTRO PDTI® CON IRRIGIDIMENTO AL NODO

In corrispondenza dei solai, a livelli intermedi o nella sua parte terminale, è provvisto di uno o più elementi di giunzione costituiti da tronchi saldati, HE, IPE o UNP, ai quali viene saldata una piastra metallica di supporto alle Travi REP® di piano/falda.

Questi profili, che consentono il posizionamento al nodo trave-pilastro delle connessioni REP® TRC in sostituzione della monconatura in B450C, sebbene definiscano una discontinuità della parete periferica della colonna principale, mantengono la continuità strutturale verticale dell'elemento tubolare metallico.

PILASTRO PDTI® PASSANTE AL NODO

Al nodo trave pilastro è caratterizzato dalla presenza di flange di base e di appoggio per la posa in opera delle Travi REP® e delle relative connessioni REP® TRC per ogni impalcato.

Il Pilastro PDTI® passante al nodo per sua conformazione riduce le interferenze nelle zone d'interpiano.

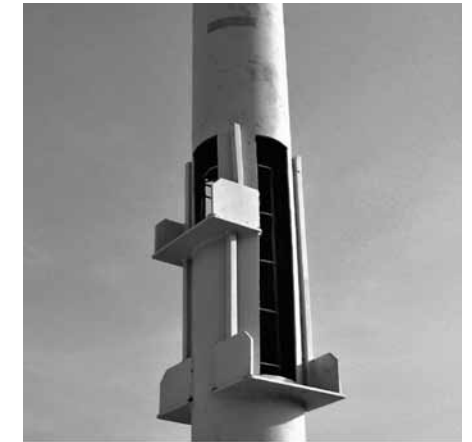


Figura 20: Pilastro PDTI® con gabbia interna per resistenza al fuoco

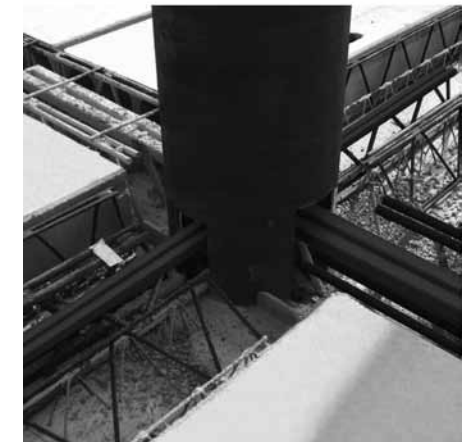


Figura 21: nodo al Pilastro PDTI® con armatura integrativa

4.9. Pilastro turbocentrifugato PTC®

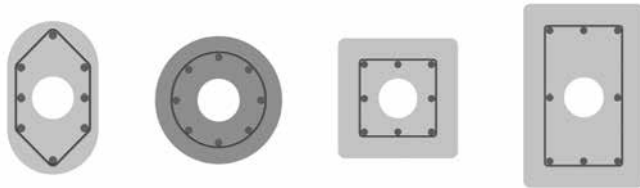
Il pilastro in calcestruzzo turbocentrifugato PTC® a giunto brevettato è realizzato con calcestruzzo centrifugato ad elevate prestazioni fino alla classe C70/85.

Il trattamento di turbocentrifugazione consente il massimo sfruttamento delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Ne deriva una riduzione della sezione strutturale con conseguenti benefici in termini di fruibilità degli spazi ed una maggiore portanza rispetto alle strutture tradizionali.

La procedura di confezionamento permette di ottenere superfici estremamente omogenee con porosità nulle e ad elevata durabilità, eventualmente pigmentate o cromate.

Il Pilastro PTC® è realizzato in stabilimento in elementi da uno, due o tre tronchi con armatura interna in acciaio B450C fissata ai dispositivi di interpiano.

Di sezione circolare (max $\varnothing 600$), ovale (max 33x55 cm), rettangolare (25x40 cm) o quadrata (da 25x25 cm a 40x40 cm), il Pilastro PTC® è prodotto in dimensioni variabili per soddisfare le esigenze architettoniche e strutturali di progetto e deve assicurare la continuità della struttura verticale.



Sezioni geometriche Pilastri PTC®

Le saldature strutturali sono a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008.

I dispositivi di interpiano, costruiti in stabilimento secondo i dettami del brevetto depositato, sono costituiti da elementi metallici ricavati da lamiere di acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10219-1) e sono collegati monoliticamente al pilastro durante la fase di centrifugazione.

Il nodo presenta piatti verticali disposti asimmetricamente e piatti orizzontali di spessore variabile, che consentono la trasmissione di carichi estremamente elevati a livello di interpiano, assicurando un confacente livello di rigidità, indispensabile per una corretta redistribuzione tensionale nel calcestruzzo nelle sezioni estradossali e intradossali del nodo.

L'asimmetria della carpenteria verticale consente inoltre, in sede di montaggio, un facile e perfetto accoppiamento con le strutture orizzontali autoportanti.



Figura 22: Pilastro PTC® a sezione ovale

Il Pilastro PTC® prevede un getto di completamento in corrispondenza dei nodi al fine di eliminare i consueti problemi di tolleranze tipici dell'accoppiamento tra acciaio e calcestruzzo nelle strutture miste, consentendo contestualmente un'esatta definizione del grado di rigidità del nodo a seconda delle esigenze di progetto. Il pilastro centrifugato PTC® è completato da tirafondi di ancoraggio alla fondazione, dime di prefissaggio, flange di unione e, se richiesto è dimensionato per soddisfare la verifica di resistenza al fuoco secondo le prescrizioni del DM 16.02.2007.

In abbinamento a solette piene, le flange di interpiano sono completate da barre ad aderenza migliorata passanti in continuità con l'armatura interna dei pilastri.

Il dimensionamento è eseguito secondo le prescrizioni di legge vigenti, e deve essere ad uso esclusivo del professionista che coordina l'intera struttura, per consentirgli l'organico inserimento ai sensi dell'art. 3 della Legge 1086/71.

La geometria di costruzione e di montaggio deve permettere la posa di Travi REP® con traslazione laterale alterna, in modo da consentire il perfetto allineamento delle campate e l'inserimento delle armature di giunto.

La posa in opera dei pilastri centrifugati PTC® deve avvenire su dispositivi di appoggio opportunamente dimensionati dal progettista strutturale, come specificato negli elaborati grafici (dime e tirafondi per il collegamento alla struttura in c.a. con successiva malta speciale antiritiro per uno spessore di 5 cm circa; flangia e bulloni per il collegamento tra colonne).

In presenza di carichi eccessivi si prevedono precise opere provvisorie atte ad impedire il ribaltamento della colonna.

Una volta in opera, la camera centrale di centrifugazione deve essere riempita con calcestruzzo avente le caratteristiche prestazionali di progetto a formazione di un solido monolitico.



Figura 23: nodo al Pilastro PTC® con armatura integrativa



Figura 24: parcheggio multipiano realizzato con Pilastri PTC®

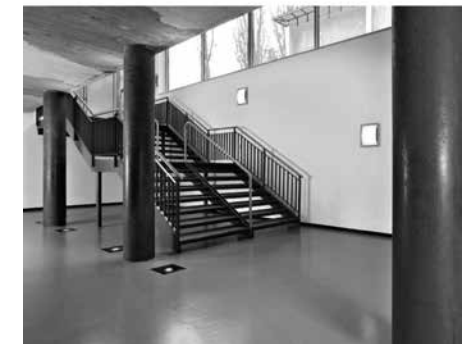


Figura 25: Pilastri PTC® con differenti finiture

4.10. Pilastro BASIC®

Il pilastro in cemento armato vibrato BASIC® è realizzato con calcestruzzo dalla classe C25/30 alla C45/55 ed è dotato di armatura lenta interna in B450C.

Dal punto di vista strutturale è assimilabile ad un tradizionale pilastro prefabbricato in cemento armato.

Il Pilastro BASIC® garantisce le prestazioni di resistenza al fuoco ai fini della sicurezza in caso d'incendio nelle costruzioni secondo le prescrizioni del DM 16.02.2007.

E' disponibile in sezione quadrata (max 60x60 cm) o rettangolare (max 60x100 cm).

Il Pilastro BASIC® è realizzato in stabilimento in elementi mono o pluripiano; quest'ultimi sono provvisti di appoggi e giunzioni brevettate per garantire la continuità strutturale e consentire il corretto inserimento delle travi.

E' completato da tirafondi di ancoraggio alla fondazione, dime di prefissaggio, flange di unione, flange per l'alloggiamento delle travi di piano, elementi di supporto e giunzione delle Travi REP®.

Il Pilastro BASIC®, progettato nel rispetto delle vigenti Norme Tecniche delle Costruzioni DM 14.01.2008, è dimensionato per sopportare le azioni di carico previste.

La posa in opera delle colonne deve avvenire su dispositivi di appoggio opportunamente dimensionati dal progettista strutturale, come specificato negli elaborati grafici (dime e tirafondi per il collegamento alla struttura in c.a. con successiva malta speciale antiritiro per uno spessore di 5 cm circa; flangia e bulloni per il collegamento tra colonne).

Si prevedono precise opere provvisorie atte ad impedire il ribaltamento dei pilastri per effetto di carichi eccentrici.

Il calcolo è elaborato e firmato da un tecnico abilitato e deve essere ad uso esclusivo del professionista che coordina l'intera struttura, per consentirgli l'organico inserimento ai sensi dell'art. 3 della legge 1086/71.



Figura 26: Pilastro BASIC®



Figura 27: nodo al Pilastro BASIC® con armatura integrativa

4.11. Pilastro SISMI PDTI®

Il pilastro tubolare SISMI PDTI® a Dilatazione Trasversale Impedita, è dotato di dispositivo antisismico preinstallato in stabilimento assicurando così resistenza sismica già in fase di costruzione dell'edificio.

Il Pilastro SISMI PDTI® si compone di:

- tronco superiore composto da una camicia in acciaio S275/S355 ai sensi della norma UNI EN 10219-1, dotato di dispositivi di ancoraggio al tronco inferiore e flange di appoggio interpiano, necessarie alla messa in opera del prodotto e delle Travi REP® di ciascun impalcato (1)
- tronco inferiore costituito da una camicia in acciaio S275/S355 ai sensi della norma UNI EN 10219-1, dotato di una piastra metallica superiore per l'alloggiamento dell'isolatore sismico e di una piastra inferiore per l'ancoraggio dei tirafondi (2)
- dispositivo antisismico (isolatore o dissipatore) ed elementi di bloccaggio (evidenziati in giallo) (3).

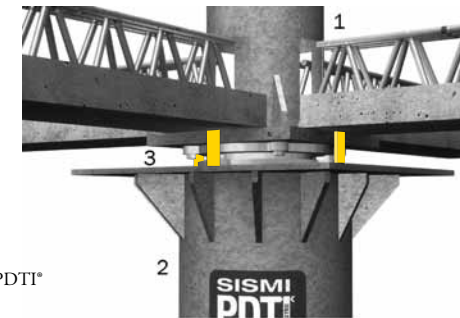


Figura 28: Pilastro SISMI PDTI® con elementi di bloccaggio

Il Pilastro SISMI PDTI® può essere fornito a sezione circolare, quadra o rettangolare ed è predisposto per il riempimento in calcestruzzo.

La camicia in acciaio, oltre a rappresentare un cassero per il getto di completamento del calcestruzzo, costituisce anche un sistema di cerchiatura del nucleo di calcestruzzo interno aumentando la resistenza globale. Un'eventuale gabbia interna in B450C garantisce la resistenza al fuoco secondo le prescrizioni del DM 16.02.2007. Il tronco inferiore è in grado di resistere alle sollecitazioni sismiche e quello superiore è dimensionato proporzionalmente allo smorzamento garantito dal dispositivo antisismico. Avendo riserve di duttilità superiori rispetto ai sistemi in cemento armato, il Pilastro SISMI PDTI® assorbe l'azione sismica riducendo le sollecitazioni sulla struttura sovrastante con un migliore comportamento all'azione sismica.

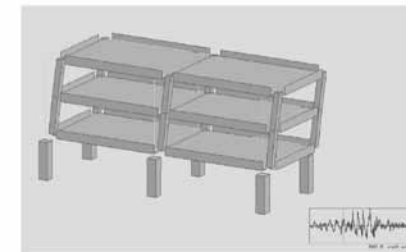
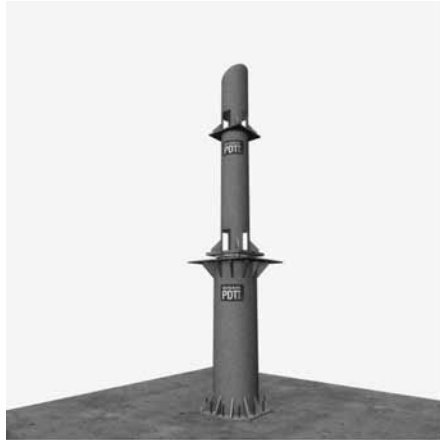


Figura 29: Elaborazione Eucentre - telaio sismoresistente con pilastro SISMI PDTI®

4.11.1. Schema di montaggio



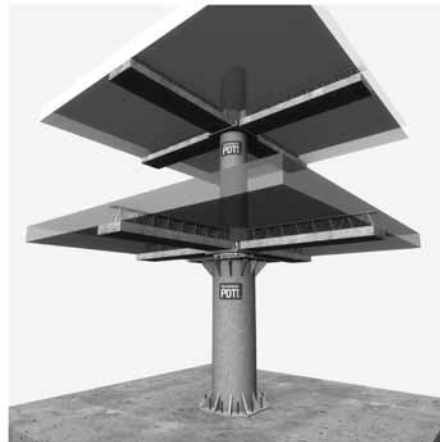
Fase 1
Il Pilastro SISMI PDTI® arriva in cantiere già assemblato in versione multipiano, dotato di opportuni dispositivi di bloccaggio.



Fase 2
Posa delle Travi REP® al primo livello – al di sopra dell'isolatore – e dell'armatura aggiuntiva al nodo.



Fase 3
Posa e getto del solaio.
Si rimuovono i dispositivi di bloccaggio sbullonandoli.



Fase 4
Posa delle Travi REP® e getto del solaio ai livelli successivi.

4.12. REP® Wall

REP® Wall è una parete reticolare tralicciata a struttura mista acciaio-calcestruzzo utilizzata nei cantieri edili per la realizzazione di edifici sismoresistenti.

L'armatura comprende una struttura metallica composta da tralici tridimensionali saldati REP® (gabbie), formati da correnti verticali saldati ad armature d'anima "V" che li collegano ed armatura di pelle. Le gabbie hanno sezione rettangolare e sono realizzate con acciaio per strutture metalliche S355 in forma di tondi o quadri a seconda delle esigenze di resistenza richieste. Sono interamente saldate e provviste di diagonali che la rendono rigida ed indeformabile.

Le dimensioni trasversali e la lunghezza del pannello reticolare possono essere adeguate alle esigenze architettoniche e statiche cui deve assolvere.

La struttura reticolare è dotata alle due estremità, inferiore e superiore, di elementi di giunzione, atti a garantire la continuità strutturale dell'elemento stesso.

Gli elementi REP® Wall, progettati nel rispetto delle vigenti Norme Tecniche delle Costruzioni DM 14.01.2008, devono essere dimensionati per sopportare le azioni di carico previste.

Rispetto alla soluzione tradizionale in c.a., i vantaggi che derivano dall'adozione della tecnologia REP® Wall sono:

- rapidità di posa, con conseguente riduzione di manodopera in cantiere;
- risparmio di acciaio e cls; con ottimizzazione dell'armatura resistente secondo l'andamento delle sollecitazioni;
- robustezza;
- elevate performance strutturali;
- maggior garanzia di precisione nella posa dell'armatura.

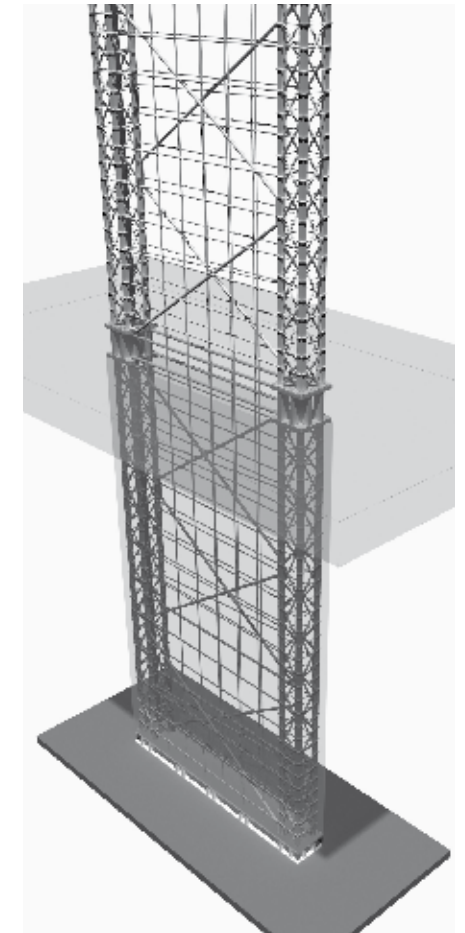


Figura 30: REP® Wall pluripiano

4.13. REP® Dia

La paratia reticolare REP® Dia a marchio registrato è realizzata in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2), secondo il brevetto depositato.

Finalizzata alla costruzione di paratie di ritenuta, muri di sostegno e diaframmi, REP® Dia permette il rinforzo ed il contenimento di opere provvisorie destinate alla realizzazione di infrastrutture.

E' costituita da più reticolari ad anima sinusoidale, collegate da calastrelli e saldate tra loro a filo continuo sotto gas protetto (Process UNI EN ISO 4063 - 131) con cordoni di riporto e modalità di saldatura secondo le vigenti Norme Tecniche delle Costruzioni DM 14.01.2008.



Figura 31: REP® Dia

REP® Dia si applica a paratie di contenimento realizzate con la tecnologia del CSM ("Cutter Soil Mixing"), che prevede il rimescolamento del terreno in sito con l'aggiunta di acqua e di un legante, che può essere cemento o bentonite, ed eventuale insufflazione d'aria.

La struttura reticolare è realizzata in un unico pezzo secondo il dimensionamento strutturale ed è sagomata per adattarsi alla lunghezza e larghezza di ogni pannello del diaframma in cui sarà inserita, permettendo una maggiore resistenza del terreno mescolato, poiché confinato all'interno della REP® Dia.

La monoliticità dell'opera garantisce inoltre l'eliminazione degli effetti di instabilità torsionale in fase di infissione rispetto alla soluzione con profili metallici.

REP® Dia è dotata all'estremità inferiore di rinforzi di penetrazione ed a quella superiore di una sezione adeguata di palanca tipo Larssen atta ad essere agganciata al macchinario per l'infissione.

Gli elementi REP® Dia, progettati nel rispetto delle vigenti Norme Tecniche delle Costruzioni DM 14.01.2008, devono essere dimensionati per sopportare le azioni di carico previste.



Figura 32: movimentazione ed inserimento REP® Dia



Figura 33: posizionamento REP® Dia

4.14. Top Down REP®

Il sistema Top Down REP® permette di realizzare velocemente spazi interrati senza invadere aree esterne, né richiedere servitù di cantiere.

Coniuga le caratteristiche di autoportanza e velocità di esecuzione del Sistema REP® con l'esigenza di realizzare strutture interrate capaci di assorbire le sollecitazioni orizzontali, eliminando la necessità di elementi strutturali accessori atti ad ancorare paratie o muri di sostegno (tiranti e puntoni). L'idoneità funzionale del Sistema REP® permette di contrastare la deformazione delle paratie perimetrali attraverso la trave, che assolve contemporaneamente alla funzione di puntello e di elemento portante del solaio. Top Down REP® permette la contemporaneità delle fasi di scavo con le operazioni di posa del solaio.

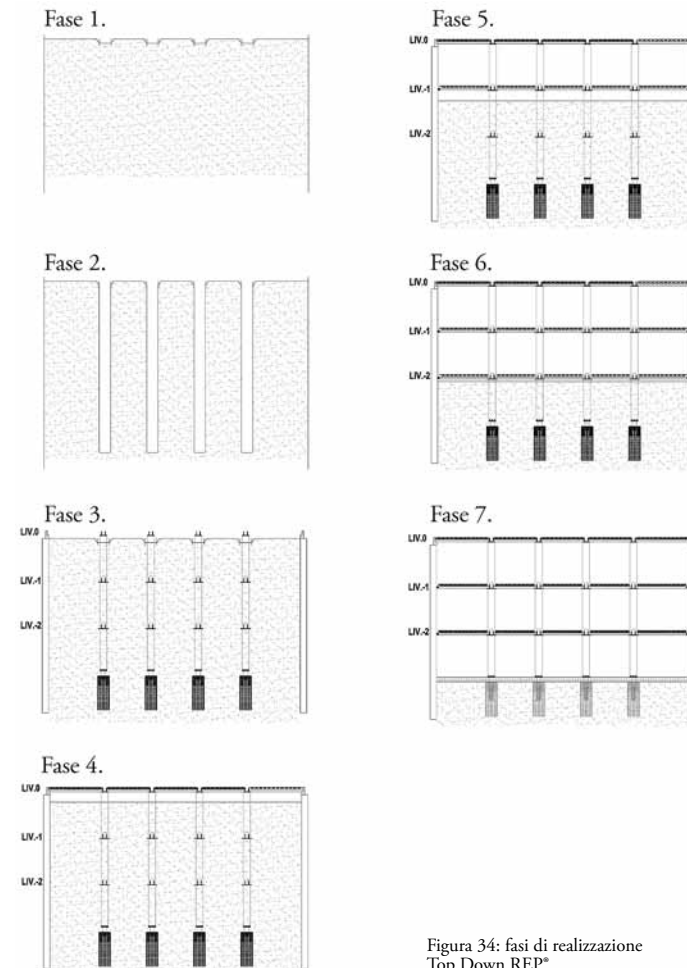


Figura 34: fasi di realizzazione Top Down REP®

Così come descritto dalle fasi di realizzazione riportate in precedenza, le operazioni di posa si suddividono in 7 step procedurali che possono essere indicati come segue:

- Fase 1: preparazione per lo scavo di posa dei diaframmi e dei pilastri;
- Fase 2: scavo per la posa dei diaframmi e dei pilastri;
- Fase 3: posa e ricoprimento dei pilastri e dei diaframmi e realizzazione della trave di cordolo;
- Fase 4: sbancamento, posa della copertura e eventuale posa del solaio di copertura;
- Fase 5: sbancamento fino all'intradosso del livello -1, posa delle travi;
- Fase 6: sbancamento fino all'intradosso del livello -2, posa delle travi;
- Fase 7: Getto platea, posa e completamento dei solai a livello -2 e -1;

Top Down REP® dispone di un sistema di centraggio dei pilastri denominato Zenith. Sistema Zenith è un dispositivo progettato per regolare con precisione millimetrica l'esatta collocazione plano-altimetrica dei pilastri, mantenendoli in posizione, attraverso un sistema di serraggio, durante il periodo di maturazione del getto di continuità.

In tal modo i pilastri del Sistema REP® possono essere infissi nel terreno precedentemente alla fase di sbancamento. Viene dunque realizzato prima l'impalcato a contrasto di tutto il sistema di diaframmatura laterale e successivamente si procede con lo scavo.



Figura 35: Sistema Zenith per il centraggio dei pilastri




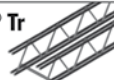








Figura 36: Top Down REP® nel cantiere per la nuova stazione metropolitana Garibaldi, Milano



Figura 37: Top Down REP® nel cantiere di Piazza S. Leonardo, Università di Treviso



**Sistema REP® Strutture orizzontali:
un'ampia versatilità di risposte**

Pilastri	Travi	Solai						
		Lastra tralicciata (tipo Predalles)	Alveolare	Soletta CLS	Calcestruzzo cellulare (tipo Ytong)	Polistirene	Laterizio	Pannello di Laterizio
<p>PDTI®</p> <p>PDTI® Circolare passante al nodo</p> <p>PDTI® Quadro con irrigidimento al nodo</p> <p>PDTI® Rettangolare finestrato</p> <p>Sismi PDTI®</p> <p>PTC®</p> <p>PTC® Ovale con nodo metallico</p> <p>PTC® Quadro con nodo metallico</p> <p>PTC® Circolare con ferri d'armatura</p> <p>BASIC®</p> <p>Basic® Quadro con ferri d'armatura</p> <p>Basic® Rettangolare con ferri d'armatura</p> <p>Basic® Rettangolare con sezione ridotta</p>	<p>REP® Nor</p> 							
	<p>REP® Tr</p> 							
	<p>REP® Dis</p> 							
	<p>REP® Cls</p> 							
	<p>Pre REP®</p> 							
	<p>Rei REP® S</p> 							
	<p>Rei REP® 5</p> 							
	<p>Iso REP®</p> 							
	<p>REP® Lc</p> 							
<p>ECOTRAVE®</p> 								

Simboli evidenziati in giallo: accoppiamento ottimale trave-solaio

Evoluzione del Sistema REP®

APPLICAZIONI

5

5.1. Edifici alti

Torri Eurosky, Roma

Le due torri più alte di Roma ridisegnano lo scenario metropolitano della città.

Torre uffici e torre residenziale, rispettivamente di 33 e 32 piani per oltre 100 metri di altezza.

Anno di esecuzione lavori: 2010-2011

Committente: Europarco Gruppo Parsitalia

Impresa costruttrice: SIACE

Progetto architettonico: Studio Transit (torre uffici); arch. Franco Purini (torre residenziale)

Progetto strutturale: Studio Pagnoni Vita (torre uffici); SBG & Partners (torre residenziale)

Particolarità progettuale: Principale obiettivo imprenditoriale era la riduzione dei tempi di realizzazione attraverso l'industrializzazione del processo edilizio; l'efficienza si ottiene replicando "n" volte operazioni standard nel massimo rigore di sicurezza.

Si sono ricercate soluzioni tecniche ed esecutive in grado di rispettare le rigorose normative vigenti, fra cui la riduzione dei momenti d'incastro delle travi per contenere l'impatto sugli ingombri delle sezioni con verifica degli spostamenti; il ripristino delle sezioni in acciaio nelle asolature per l'inserimento delle travi; l'uso di dispositivi supplementari resistenti al taglio.

Soluzione strutturale: La struttura mista autoportante REP® ha permesso un elevato sfruttamento dei materiali, mentre la leggerezza complessiva della struttura portante ha offerto un determinante contributo nell'ottica della resistenza alle sollecitazioni sismiche.

Sono stati utilizzati 13000 metri di Travi REP® e 2.4 chilometri di Pilastrini PDTTI® per la torre uffici e 10000 metri di Travi REP® per la torre residenziale. La torre uffici è un edificio a pianta rettangolare (20 x 64 metri) con un'altezza di circa 110 metri dalla platea di fondazione, una struttura intelaiata sismo resistente realizzata con elementi misti autoportanti REP®.

Le strutture verticali sono costituite da setti in calcestruzzo fortemente armato spessi 50 cm, per i nuclei dei vani scala-elevatori e da pilastrini multipiano PDTTI® circolari (diametro 80 cm) e Travi REP® Nor® e REP® Cls® portano lastre predalles. Si sono utilizzate le Travi REP® Cls® per realizzare le strutture orizzontali di bordo mentre all'interno sono state impiegate le Travi REP® Nor®, che non presentano il ribassamento dovuto al fondello in conglomerato e risultano in spessore con le solette, facilitando la libera disposizione delle reti impiantistiche.

Prodotti impiegati: Travi REP® Nor, Travi REP® Cls e Pilastrini PDTTI®



A sinistra render della torre residenziale Eurosky. A destra vista aerea dell'area di cantiere dove sverteranno le due torri più alte di Roma.

Sede direzionale Ericsson, Parco Scientifico e Tecnologico “Progetto Leonardo”, Genova

Un' area di 20 mila metri quadri ospita gli uffici e laboratori della multinazionale d'elettronica. Entro dieci anni si prevedono all'interno del Parco un centinaio di aziende, con una presenza di circa 12 mila addetti. Sarà il più grande Parco Scientifico e Tecnologico italiano e tra i più significativi in Europa.

Anno di esecuzione lavori: 2010

Committente: Genova High Tech

Impresa costruttrice: Aurora Costruzioni

Progetto architettonico: ing. Mario Bellini

Progetto strutturale: Studio Proges Engineering

Particolarità progettuale: I parametri progettuali prevedevano differenti condizioni di carico, variabili dalle normali solette di tipo civile con carichi da 3,00 kN/mq alternate a solai per impieghi industriali di portata fino a 10,00 kN/mq, come nel caso della camera mecoica che sarà installata nei laboratori Ericsson. A questa complessità strutturale si aggiungevano anche le notevoli luci e i vincoli posti dalla posizione dei pilastri nei piani interrati a parcheggio per favorire anche la presenza dello spazio per il drop-off, l'area riparata ad accesso veicolare che facilita la salita e la discesa dei passeggeri dagli automezzi.

Soluzione strutturale: Per la realizzazione delle strutture si sono impiegati 6000 metri di Travi REP® Cls e 5000 metri di Pilastri PDTI®. In quattro mesi sono stati consegnati 3000 metri di travi REP® e 2000 metri di Pilastri PDTI®. Grazie alla pianificazione della logistica di cantiere, le consegne ed il montaggio si sono svolti regolarmente, nonostante le disagiate condizioni atmosferiche e le numerose giornate particolarmente ventose.

La tecnologia REP® ha consentito di coniugare la ridotta possibilità di errori di posa, tipica delle strutture prefabbricate, con la leggerezza degli elementi. La possibilità di realizzare componenti personalizzati ha restituito la versatilità propria delle strutture in calcestruzzo armato, senza i costi connessi alla realizzazione delle opere provvisoria.

Prodotti impiegati: Travi REP® Cls e Pilastri PDTI®



La visita del Presidente della Repubblica Giorgio Napolitano al cantiere del Parco Scientifico Tecnologico di Genova sottolinea l'importanza di un progetto che vede protagonista le tecnologie costruttive marchiate REP®.

BH4 Boscolo Hotel, Milano

La torre di 94 metri ospita l'hotel BH4 del gruppo Boscolo, in via Stephenson.

Si tratta di un albergo 4 stelle plus di 20 piani con circa 300 camere più sale meeting, ristorante e spazi fitness, con tre livelli interrati per le strutture di servizio e supporto e i parcheggi.

Anno di esecuzione lavori: 2010

Committente: Gruppo Boscolo

Impresa costruttrice: Edilbasso

Progetto architettonico: Studio Marzorati

Progetto strutturale: ing. Stefano Rossi

Particolarità progettuale: Il progetto prevedeva carichi elevati fino a 4 piani a gravare sulle colonne.

Un'ulteriore criticità risiedeva nel passaggio delle armature delle solette in opera attraverso i pilastri.

Soluzione strutturale: L'utilizzo dei pilastri pluripiano PDTI® con finestratura al nodo ha consentito il passaggio delle armature attraverso la connessione. Le capacità di resistenza dei pilastri hanno permesso inoltre di contenere le sezioni a vantaggio della maggiore fruibilità degli spazi interni.

Prodotti impiegati: Pilastri PDTI®



Due fasi del cantiere dell'Hotel BH4.

A sinistra vista della costruzione in corso di realizzazione.

A destra l'edificio con rivestimento di facciata.

5.2. Edifici di interesse pubblico

Ospedale di Vimercate, Vimercate (MB)

Lo sviluppo orizzontale del plesso ospedaliero di Vimercate è suggerito dal contesto ambientale del territorio a misura d'uomo. L'ospedale ospita 538 posti letto ed è costituito da circa 116.000 mq di impalcato.

Anno di esecuzione lavori: 2007

Committente: Project financing tra la Regione Lombardia, Azienda Ospedaliera e la società concessionaria Vimercate Salute

Impresa costruttrice: Pessina Costruzioni

Progetto architettonico: arch. Mario Botta

Progetto strutturale: Studio AIPI

Particolarità progettuale: Trattandosi di un edificio pubblico, la priorità era la velocità di realizzazione unita ad un elevato livello prestazionale di resistenza delle strutture. Tempistiche ridotte sia per lo sviluppo della progettazione strutturale sia per la cantierizzazione. Il progetto si caratterizzava anche per le difficili condizioni del sito e la richiesta di procedimenti costruttivi improntati alla semplicità operativa.

Soluzione strutturale: L'abbinamento delle strutture autoportanti REP® a solai alveolari e a lastre predalles ha consentito di realizzare 116000 mq di impalcato in 6 mesi, con una produttività di oltre 19000 mq al mese. L'autoportanza delle strutture ha permesso una notevole riduzione dei tempi di cantierizzazione, eliminando le necessità di puntellamento, cassetatura e scasseratura richiesti dalle tradizionali strutture in calcestruzzo armato.

Prodotti impiegati: Travi REP® Nor e Pilastrini PDTI®



Opere di costruzione del nuovo plesso ospedaliero di Vimercate, realizzato con l'impiego di Pilastrini PDTI® pluripiano a sezione circolare in abbinamento a Travi REP® Nor. I 116.000 mq di impalcato sono stati realizzati in 6 mesi con una produttività di oltre 19.000 mq/mese.

Ospedale Papa Giovanni XXIII, Bergamo

Il complesso ospedaliero vuole interpretare l'idea di un "ospedale nel verde", un progetto contemporaneo che si appoggia dolcemente sul territorio e rispetta l'ambiente. E' costituito da una piastra centrale, 7 edifici riservati alle degenze e i 3 rami della hospital street.

Anno di esecuzione lavori: 2006-2007

Committente: Ospedali Riuniti di Bergamo

Impresa costruttrice: DEC

Progetto architettonico: arch. Aymeric Zublena

Progetto strutturale: Studio ETS

Particolarità progettuale: in quanto edificio ad interesse pubblico, la priorità costruttiva è stata dettata dal contenimento massimo dei tempi realizzativi stabiliti in 42 mesi.

Soluzione strutturale: In termini strutturali, le maglie quadrate per i corpi delle degenze (7,2x7,2 m) e per la piastra sanitaria (6,6x6,6 m) si traducono in un sistema molto semplice, costituito da pilastrini circolari PDTI® con camicia d'acciaio a dilatazione trasversale impedita e travi reticolari autoportanti REP® a struttura mista acciaio-calcestruzzo, abbinata a solai prefabbricati predalles.

Grazie alla soluzione strutturale REP®, l'esigenza architettonica di ridurre al minimo gli ingombri delle strutture verticali e di garantire quindi la massima fruibilità degli spazi – assicurando un intradosso dei solai privo di ingombri accompagnato dalla massima flessibilità in fase progettuale e adattabilità nel tempo – si incontra perfettamente con la necessità di uno schema strutturale collaudato, economico ed in grado di assicurare tempistiche di costruzione brevi, nel rispetto delle scadenze stabilite.

Prodotti impiegati: Travi REP® Nor e Pilastrini PDTI®



Panoramica degli edifici dedicati alle degenze e della piastra sanitaria. L'intera maglia strutturale è realizzata con Pilastrini PDTI® e Travi REP®.

Green Campus, Pavia

Complesso per residenze universitarie con 300 unità abitative e una ricettività complessiva di circa 570 posti letto, organizzato in due stecche affacciate su un ampio parco attrezzato. I volumi sono accostati tra loro in modo da creare una successione di spazi comuni a piazza, con una complessa teoria di prospettive interne caratterizzate da ballatoi, portali e passaggi aerei che sono interconnessi da una strada pedonale centrale, sulla quale si affacciano gli spazi destinati a servizi collettivi o ad attività commerciali.

Anno di esecuzione lavori: 2010

Committente: Green Campus

Impresa costruttrice: Damiani Costruzioni

Progetto architettonico: Studio Calvi

Progetto strutturale: Studio Calvi

Particolarità progettuale: l'obiettivo del progetto strutturale è stato quello di lavorare con un elevato tasso di prefabbricazione al fine di semplificare tutte le attività di cantiere per poterlo concludere in tempi ridotti, con una tecnologia che si sposasse con le scelte architettoniche.

Soluzione strutturale: l'impiego dei pilastri pluripiano PTC® associata a campi di solaio piuttosto compatti, 2,9x6 metri, grazie alle elevate prestazioni statiche ha consentito di contenerne le dimensioni in 25 x 25 cm con evidenti benefici per la fruibilità degli spazi interni per un'ottima integrazione con il progetto architettonico.

Agli elementi REP® TRC è stata affidata la connessione tra le solette di piano di spessore pari a 22 cm e i Pilastri PTC®. I pesi ridotti degli elementi da movimentare in cantiere hanno facilitato la posa con vantaggi relativamente alla sicurezza delle operazioni di cantiere e all'incremento di rapidità. Si sono posati circa 50 pilastri al giorno, lavorando con una sola squadra di montatori composta da 5 persone, 1 gruista e 4 operai per un totale di 800 colonne turbocentrifugate pari a 2700 metri lineari.

L'elevato grado di finitura delle connessioni di base e l'attento studio del collegamento in fondazione dei pilastri ha consentito di evitare le tradizionali operazioni di livellamento con malte espansive. Prodotti impiegati: Pilastri PTC® 25x25cm e connessioni REP® TRC



A sinistra: render del Green Campus universitario.
A destra: fase di montaggio dei pilastri pluripiano PTC®.

5.3. Infrastrutture

Metropolitana Linea 5, Milano

Stazione Garibaldi realizzata con sistema Top Down REP® e copertura di ulteriori otto fermate dalla nuova MM5 di Milano.

Anno di esecuzione lavori: 2009

Committente: Garbi Linea 5

Impresa costruttrice: Garbi

Progetto architettonico: Studio Associato di Architettura MBiM

Progetto strutturale: Studio Tecon, Rocksoil, Alpina

Particolarità progettuale: la presenza del Passante Ferroviario sul fronte nord e delle fondazioni del Terminal passeggeri sull'altro lato rendevano impossibile l'impiego dei tiranti per sostenere le paratie perimetrali. Le consegne richiedevano il rispetto di precise tempistiche perché il cantiere non disponeva di spazi di stoccaggio.

Soluzione strutturale: con il sistema Top Down REP® i lavori sono cominciati con lo sbancamento del piano campagna per poi scendere realizzando dall'alto verso il basso i diversi impalcati fino a 21 metri sotto il piano stradale.

Il solaio di superficie e la copertura di tutte le stazioni sono stati realizzati con Travi REP® Cls autoportanti, giunte in cantiere già dotate di sponde laterali in calcestruzzo prefabbricato, evitando in questo modo cassetture e puntellazioni provvisorie.

Prodotti impiegati: Travi REP® Cls e Top Down REP®



A sinistra: render della nuova stazione Garibaldi, MM5 di Milano.
A destra: opere di costruzione della stazione Ponale.

Metropolitana Linea C, Roma

Tratta T6A Alessandrino-Innesto Torrenova - stazioni Giglioli e Torrespaccata, - realizzate con sistema Top Down REP®.

Anno di esecuzione lavori: 2009-2010

Committente: Roma Metropolitana

Impresa costruttrice: Metro C scpa

Progetto architettonico: Metro C scpa

Progetto strutturale: ing. Roberto Sorge, ing. Paolo Ricò, ing. Gianluca Albera

Particolarità progettuale: Dal punto di vista strutturale la stazione presentava diversi vincoli di carattere statico; fra questi, il contenimento delle deformazioni delle paratie. Una condizione fondamentale per evitare spostamenti orizzontali degli strati profondi del terreno, che possono provocare subsidenze superficiali e cedimenti negli edifici vicini e alla limitrofa linea ferroviaria Roma – Pantano. È richiesto esplicitamente il rispetto del requisito dei limiti fessurativi.

Soluzione strutturale: Le Travi REP® Cls presentano una duplice potenzialità d'uso; come puntoni, a sostegno delle paratie laterali durante lo scavo e come elementi portanti orizzontali, a supporto delle solette intermedie. La variante del sistema Top Down REP® applicata a questo cantiere ha previsto la posa delle travi dall'alto verso il basso, partendo dal piano campagna, per poi risalire con la realizzazione delle solette intermedie.

A breve termine le travi REP® Cls presentano una superiore efficienza statica e in abbinamento ad adeguate travi di ripartizione realizzate lungo le paratie, una notevole rapidità di posa in opera.

A lungo termine, il sistema costruttivo REP® assicura il rispetto dei limiti fessurativi previsti e di tutti i requisiti normativi per questa tipologia di opere.

Prodotti impiegati: Travi REP® Cls e sistema Top Down REP®



A sinistra: travi-puntone per la realizzazione di una stazione in profondità della linea C della metropolitana di Roma.
A destra: dettaglio del sistema costruttivo Top Down REP®.

Passante di Mestre, Vetrego e Dolo (VE)

Copertura del monolite portante la linea ferroviaria in prossimità del casello A4 di Dolo/Mirano e sovrappasso di Vetrego per accesso al passante autostradale.

Anno di esecuzione lavori: 2008

Committente: PDM Passante di Mestre

Impresa costruttrice: Impresa di Costruzioni ing. E. Mantovani

Progetto architettonico: ICONIA Ingegneria Civile

Progetto strutturale: ICONIA Ingegneria Civile

Particolarità progettuale: la committenza richiedeva la realizzazione in tempi ridotti di un sottopasso ferroviario senza dover interrompere il traffico dei convogli.

Soluzione strutturale: si è realizzato un sottopasso prefabbricato a piè d'opera, successivamente spinto sotto il passaggio ferroviario onde evitare l'interruzione del servizio di trasporto pubblico. Con i suoi 23 m di larghezza e 65 m di lunghezza è il più imponente monolite monocanna costruito in Italia.

La soletta superiore del monolite è stata realizzata utilizzando Travi REP® accostate, alte 1,5 m.

Sono serviti 15 giorni di spinta per completare le operazioni di messa in opera del monolite, il quale ha raggiunto la velocità di punta di 4,5 m/al giorno.

L'autoportanza della tecnologia REP® ha permesso di accorciare i tempi di realizzazione della soletta di copertura senza dover attendere i tempi di maturazione del calcestruzzo prima del disarmo e di rendere il sottopasso transitabile da subito eliminando gli intralci delle puntellazioni provvisori.

Prodotti impiegati: Travi REP® Cls e Pilastri PDTI®



Vista aerea del "monolite" con copertura in Travi REP® Cls.

5.4. Ponti

Ponte della Muzza, Treviglio (BG)

Ponte ferroviario ad impalcato piano caratterizzato da 5 conci di cui 4 in singola canna ed 1 a doppia canna, nel quale è stata garantita la continuità. L'impalcato ferroviario presenta un'altezza complessiva pari a 2,50 m.

Anno di esecuzione lavori: 2006

Committente: Treviglio scarl

Impresa costruttrice: De Lieto Costruzioni generali

Progetto architettonico: RFI

Progetto strutturale: RFI

Particolarità progettuale: la richiesta della committenza era quella di realizzare le opere strutturali di grandi luci in 12 giorni in totale autoportanza per garantire la sicurezza delle lavorazioni.

La costruzione, collocata tra le due sponde del canale della Muzza rendeva impossibile la puntellazione della soletta di copertura.

Soluzione strutturale: la soluzione proposta consisteva nella realizzazione di un solettone composto da 211 Travi REP® lunghe 24 metri per un totale di 2200 tonnellate di acciaio lavorato.

La fornitura è avvenuta nel rispetto dei 12 giorni di esecuzione lavori.

La posa di Travi REP® autoportanti affiancate ha consentito sin da subito di disporre di un piano di lavoro che garantisse le necessarie condizioni di sicurezza per gli operai.

Prodotti impiegati: Travi REP® Cls



Per la realizzazione del solettone della galleria artificiale sono state utilizzate 211 Travi Rep® Cls da 24 m ciascuna e 2.200 tonnellate di acciaio lavorato. 12 in tutto i giorni di posa.

Ponte del Solstizio Musile di Piave (VE)

Ponte ad arco sul fiume Piave Vecchia lungo la variante della S.S. 14. realizzato con acciaio Cor-Ten.

Anno di esecuzione lavori: 2002

Committente: ANAS

Impresa costruttrice: Irces 95

Progetto architettonico: ing. Flavio Zanchettin

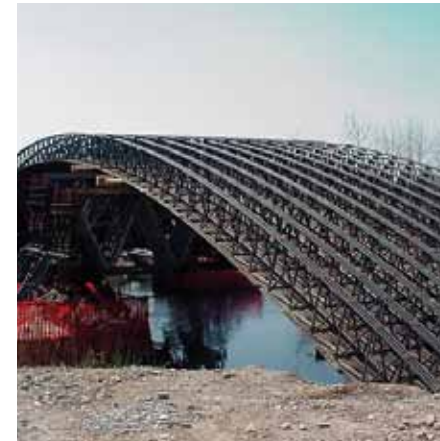
Progetto strutturale: ing. Flavio Zanchettin

Particolarità progettuale: la richiesta era di realizzare delle travi accostate ad arco per rispondere alle esigenze architettoniche dell'opera.

Soluzione strutturale: la proposta è stata di utilizzare Travi REP® Nor in acciaio Cor-Ten, per l'elevata resistenza meccanica ed alla corrosione, realizzando apprezzabili riduzioni di spessore e riducendo le periodiche operazioni di manutenzione.

L'utilizzo di Travi autoportanti REP® ha permesso di ridurre le opere provvisorie, altrimenti necessarie in caso di una soluzione costruttiva in cemento armato.

Prodotti impiegati: Travi REP® Nor



A sinistra: la struttura in acciaio corten.
A destra: foto dell'infrastruttura a lavori ultimati.

Ponte della Becca, Loc. Becca (PV)

Lavori di somma urgenza per la messa in sicurezza strutturale del ponte in località Becca lungo la S.S. 617 "Bronese" in prossimità del km 4+500.

Anno di esecuzione lavori: 2010

Committente: Provincia di Pavia

Impresa costruttrice: ICOP

Progetto architettonico: Studio Calvi

Progetto strutturale: Studio Calvi

Particolarità progettuale: La Provincia di Pavia ha richiesto un intervento di somma urgenza per il consolidamento strutturale del ponte, chiuso al traffico per il cedimento di un giunto. Gli elementi di ripristino dovevano essere immediatamente fruibili almeno per il 50% del carico di progetto, in modo da consentire la riapertura del ponte.

Soluzione strutturale: Le strutture di sostegno sono state progettate, realizzate e assemblate in 17 giorni. Si tratta di 4 pulvini REP® di forma triangolare per l'appoggio su pali e di 2 traversi in acciaio S355 per il sostegno del ponte, riempiti in cls C35/45 SCC.

Gli elementi REP®, in prima fase strutture puramente metalliche, sono in grado di assorbire il 50% del carico di progetto; la rimanente parte lo è una volta raggiunta la maturazione del getto di completamento.

Prodotti impiegati: Travi REP® Nor



A sinistra: due pulvini REP® per il sostegno del ponte.
A destra: operai seguono il montaggio della struttura.

5.5. Strutture speciali

Nuovo teatro comunale di Vicenza, Vicenza

Teatro comunale caratterizzato dall'ampia sala principale. Uno spazio circolare con diametro di circa 40 metri privo di appoggi intermedi.

Anno di esecuzione lavori: 2006

Committente: Comune di Vicenza

Impresa costruttrice: Intercantieri Vittadello

Progetto architettonico: Studio Valle Architetti Associati

Progetto strutturale: Studio MG Progetti

Particolarità progettuale: Il progetto architettonico richiedeva una trave di grande luce per supportare la copertura dell'ampia sala larga 40 metri senza alcun appoggio intermedio.

Soluzione strutturale: La Trave REP® Nor realizzata per il Teatro di Vicenza è ad oggi la più grande Trave REP® prodotta. Lunga 55 metri e alta 3, ha un peso di 60 tonnellate. L'operazione di varo, a 20 metri di altezza, si è svolta nell'arco di tre ore con particolare attenzione alle condizioni ambientali. La posa della struttura è avvenuta in assenza di vento.



Varo della trave REP® a copertura della sala principale del Teatro di Vicenza. Una struttura lunga 55 metri e alta 3.

i.lab di Italcementi, Kilometro Rosso, Bergamo

Il Centro Ricerche di Italcementi, inserito nel campus del Kilometro Rosso mira ad ottenere la certificazione statunitense LEED PLATINO, quale miglior edificio d'Italia per efficienza energetica e sostenibilità ambientale.

Anno di esecuzione lavori: 2010-2011

Committente: Italcementi

Impresa costruttrice: ing. G. Pandini

Progetto architettonico: arch. Richard Meier

Progetto strutturale: Studio Verdina

Particolarità progettuale: il progetto strutturale doveva riuscire ad adattarsi al concept architettonico studiato dall'arch. Meier che prevede sbalzi fino a 18 metri con conseguente disomogeneità di carichi. L'ampia copertura a guscio, che svolge un importante ruolo di moderazione dell'irraggiamento solare sulle facciate trasparenti, è fra gli elementi architettonici più interessanti nel complesso edilizio dell' i.lab di Bergamo.

Soluzione strutturale: la copertura dell'i.lab è composta da grandi elementi prefabbricati in calcestruzzo bianco, estremamente sottili e da Travi REP® Tr, predisposte per la post-tensione una volta completato il getto di copertura. All'interno della struttura metallica sono stati inseriti dei cavi di post-tensione che vengono tesati a maturazione avvenuta del getto di completamento per controllare gli sbalzi della struttura con luce variabile dai 10 ai 18 metri.

Prodotti impiegati: Travi REP® Tr



Grazie alle potenzialità applicative delle Travi REP® nella realizzazione della complessa copertura in cemento bianco TX® Active, l'ITCLab di Italcementi prosegue il proprio cammino per diventare il primo "green building" italiano certificato LEED platino.

Metropolitana di Brescia, Brescia

Copertura a vista di 7 stazioni in galleria della metropolitana di Brescia.

Particolare cura è stata posta nella progettazione in modo da creare una "continuità spaziale" dalla superficie esterna – ricca di lucernari – al piano di banchina, grazie all'eliminazione del tradizionale "mezzanino".

L'ariosità dell'ambiente viene enfatizzata dall'apporto di luce naturale, dando al passeggero in attesa sulla banchina la possibilità di percepire cielo e spazi aperti esterni, togliendo la sensazione solitamente claustrofobica e angusta degli spazi sotterranei.

Anno di esecuzione lavori: 2009-2011

Committente: Metrobus

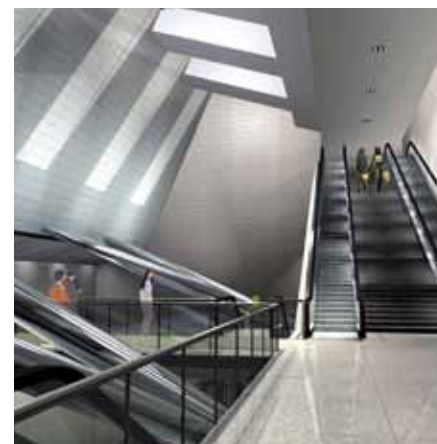
Impresa costruttrice: Astaldi

Progetto architettonico: CREW Cremonesi Workshop

Progetto strutturale: Studio Tecon e Rocksoil

Particolarità progettuale: il progetto architettonico prevedeva travi a ginocchio a vista ordite ad un'altezza di 25 metri. La sfida strutturale consisteva nel trovare una soluzione tecnologica per evitare le puntellazioni e che fornisse elementi funzionali di pregio estetico.

Soluzione strutturale: le Travi REP® Cls a ginocchio studiate per questa realizzazione coniugano l'autoportanza e la resistenza al fuoco e all'estetica del manufatto. La qualità della trave a vista è ottenuta grazie a speciali accortezze in fase di produzione e di trasporto. Le strutture, sorrette alle estremità da appositi supporti gommati non toccano mai il suolo garantendo l'omogeneità dell'intradosso. Prodotti impiegati: Travi REP® Cls a ginocchio con finitura a vista



A sinistra: render di una stazione in profondità della metropolitana di Brescia. A destra: Travi REP® a vista.

5.6. Parcheggi

Autorimessa interrata di viale Sabotino, Milano

L'autorimessa si sviluppa su 6 livelli: 2 piani per 164 posti auto pubblici a rotazione e 4 piani destinati a 294 box per residenti. Il parcheggio, situato a fianco delle Mura Spagnole di Porta Romana, scende per oltre 17 metri sotto il piano di campagna, interessando per 4 metri la falda sotterranea. Anno di esecuzione lavori: 2007

Committente: Sabotino Parcheggi

Impresa costruttrice: Comer

Progetto architettonico: ing. Antonio Scherini

Progetto strutturale: ing. Antonio Scherini

Particolarità progettuale: l'esigenza tecnica della direzione lavori era di ridurre al minimo i tempi del cantiere, puntando sulla qualità delle tecnologie costruttive.

Soluzione strutturale: l'impiego dei pilastri pluripiano PTC® con elevate prestazioni statiche consente di ridurre il numero previsto e l'ingombro in pianta, con evidenti benefici per la funzionalità del parcheggio.

L'abbinamento alle travi reticolari REP® Cls con basamento in calcestruzzo, anch'esse completamente autoportanti durante la fase di maturazione del getto integrativo, restituisce manufatti già dotati dei requisiti di resistenza al fuoco. Queste caratteristiche permettono di anticipare la realizzazione delle finiture e degli impianti nei piani inferiori, mentre procede la costruzione dei livelli superiori. Rispetto all'uso di tecniche costruttive in opera, la minore durata dei lavori è stata stimata in almeno 3 mesi.

Prodotti impiegati: Pilastri PTC®



La sostanziale riduzione della sezione strutturale dei pilastri, derivante dallo sfruttamento ottimale delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo centrifugato, consente una migliore fruibilità degli spazi interni e rende i Pilastri PTC® ideali per la realizzazione di parcheggi interrati.

Parcheggio pluripiano Monte Oro, Riva del Garda (TN)

Parcheggio di 7 piani costruito a ridosso di una montagna, con forma allungata, largo solo 17 metri.

Anno di esecuzione lavori: 2010

Committente: GBB

Impresa costruttrice: Edilbertoldi

Progetto architettonico: arch. Cirillo Tonelli

Progetto strutturale: ing. Arturo Maffei

Particolarità progettuale: il cantiere, posto tra la strada e la parete montuosa presentava l'assenza di spazi operativi. L'intenzione della committenza era di massimizzare gli spazi disponibili nel rispetto dei requisiti antisismici e la necessità di contenere i tempi di costruzione in soli 18 mesi.

Soluzione strutturale: L'impiego di 40 Pilastri PTC® a sezione ovale, composti da due soli tronchi da sovrapporre in opera per complessivi 750 m di sviluppo lineare ha consentito di mantenere costanti le sezioni resistenti (75 x 33 cm). In tutti i 7 piani del parcheggio la larghezza degli stalli è sempre identica e la forma arrotondata dei pilastri facilita la manovra dei veicoli.

Con questa soluzione il numero dei posti auto è aumentato di 28, su un totale di circa 400.

Le travi reticolari autoportanti REP® Cls con basamento in calcestruzzo rispondono ai requisiti di resistenza al fuoco.

Prodotti impiegati: Travi REP® Cls e Pilastri PTC®



Autorimessa multipiano costruita a ridosso della montagna, realizzata con strutture autoportanti REP®: Pilastri PTC® e Travi REP® Cls.

Parcheggio interrato di Piazza Ghiaia, Parma

Parcheggio pluripiano interrato realizzato nel centro storico di Parma con il metodo Top Down REP®.

Anno di esecuzione lavori: 2009

Committente: Comune di Parma

Impresa costruttrice: Bonatti

Progetto architettonico: arch. Francesco Asti, arch. Andrea Mambriani, arch. Paolo Mancini

Progetto strutturale: ing. Paolo Sorba

Particolarità progettuale: il cantiere presentava edifici lungo il perimetro della piazza, a meno di due metri dall'area di scavo, rendendo impossibile l'utilizzo dei tiranti a sostegno delle paratie dell'incavo per una struttura tradizionale in c.a. e la predisposizione di un'area di stoccaggio.

Soluzione progettuale: realizzazione mediante infissione da piano campagna dei pilastri PDTI® (sistema Zenith) e abbinamento con solette piene ai vari livelli interrati.

Prodotti impiegati: Pilastri PDTI®



A sinistra: il sistema Zenith, ideato da Tecnostrutture per il centraccio ottimale dei pilastri. A destra: vista dei pilastri infissi nel sottosuolo.

5.7. Terziario ed edifici commerciali

H2Otel, Orta San Giulio (NO)

Il progetto del primo albergo ad idrogeno propone una sovrapposizione di terrazzi, disposti in modo decrescente tale da seguire il declivio naturale del terreno verso il lago. Tutti i piani sono caratterizzati dall'assenza di murature perimetrali in quanto l'intero volume è completamente vetrato, così come i parapetti, ad eccezione del solo corpo destinato ai servizi che è rivestito in lastre di pietra autoctona.

Anno di esecuzione lavori: 2003

Committente: Gruppo Giacomini

Impresa costruttrice: Cusiana Costruzioni

Progetto architettonico: arch. Andrea Zanin e arch. Gian Carlo Primatesta

Progetto strutturale: ing. Cesare Ruga e ing. Alfredo Guala

Particolarità progettuale: il progetto del complesso alberghiero prevede numerose travi a sbalzo fino a 8 metri di lunghezza.

Soluzione strutturale: l'abbinamento strutture orizzontali e verticali REP® ha permesso di coprire grandi luci in totale autoportanza così come la realizzazione degli sbalzi richiesti dall'architettura dell'intervento.

Prodotti impiegati: Travi REP® Nor, Travi REP® Cls e Pilastri PDTI®



A sinistra: particolare di travi a sbalzo per una lunghezza di 8 metri. A destra: vista d'insieme della maglia strutturale.

Supermercato Despar Monticello Conte Otto (VI)

Struttura multipiano ad uso tipicamente commerciale con un livello adibito ad uso direzionale.
 Anno di esecuzione lavori: 2010
 Committente: Battaglin Costruzioni Edili
 Impresa costruttrice: Battaglin Costruzioni Edili
 Progetto architettonico: arch. Patrizio Pietrobelli
 Progetto strutturale: ing. Fabio Casagrande
 Particolarità progettuale: la committenza ha richiesto la realizzazione di un edificio sismoresistente nel rispetto di tempistiche molto strette.
 Soluzione strutturale: la soluzione classica REP® ha consentito di rispettare i tempi di realizzazione previsti tramite l'utilizzo di travi e pilastri, che arrivano in cantiere pronti per la posa in opera.
 L'autoportanza di tutti gli elementi strutturali, travi, pilastri e solaio ha assicurato un cantiere senza alcuna puntellazione e un ambiente lavorativo più sicuro oltre a determinare il significativo accorciamento delle tempistiche di lavoro. Terminato il getto del solaio, il piano sottostante è disponibile per le attività di impiantistica e finitura.
 Prodotti impiegati: Travi REP® Cls e Pilastri PDTI®



Travi REP® Cls abbinata a pilastri metallici PDTI® e solaio alveolare. Strutture autoportanti per massimizzare la velocità esecutiva. A sinistra, vista dell'edificio finito. A destra: esempio di appoggio trave-pilastro.

Centro direzionale Morato Pane Altavilla Vicentina (VI)

Sopraelevazione della sede direzionale del gruppo Morato Pane.
 Anno di esecuzione lavori: 2010
 Committente: Morato Pane
 Impresa costruttrice: Soldà e Piloni
 Progetto architettonico: geom. Paolo Zanchetta
 Progetto strutturale: ing. Alessandra Favarato
 Particolarità progettuale: le fondazioni esistenti non erano sufficienti a sopportare l'ulteriore carico previsto dal progetto di sopraelevazione.
 Soluzione strutturale: realizzata una fondazione esterna su cui scaricare il carico della struttura, si sono posati sottili Pilastri PDTI® tra due edifici esistenti, senza gravare sulla costruzione. Tali pilastri, esterni alla struttura, sono forniti di mensole metalliche a cui si connettono, tramite giunzione bullonata, le Travi REP® di tutti gli impalcati.
 Prodotti impiegati: Travi REP® Nor e REP® Cls e Pilastri PDTI®



Grazie alle sezioni ridotte, i Pilastri PDTI®, si collocano tra i due edifici esistenti consentendo così di realizzare la sopraelevazione senza gravare sull'impalcato esistente.

5.8. Edifici residenziali

Villa Padronale in Torre d'Isola, Torre d'Isola (PV)

Edificio dai curati dettagli costruttivi, si sviluppa su una superficie di 170 mq. Abitazione di due piani fuori terra e box auto interrato.

Anno di esecuzione lavori: 2010

Committente: Edilre Costruzioni

Impresa costruttrice: Edilre Costruzioni

Progetto architettonico: Geom. Marco Piacentini

Progetto strutturale: Ing. Matteo Spairani

Particolarità progettuale: la committenza ha manifestato la necessità di realizzare in tempi celeri una civile abitazione con materiali atti a prevenire l'insorgenza di muffe e condense, e limitando l'utilizzo del calcestruzzo all'interno del contesto abitativo.

Soluzione strutturale: l'abbinamento ECOTRAVE® con basamento in laterizio e solaio in laterocemento, grazie alla continuità di materiali dell'intradosso, contribuisce a prevenire l'insorgenza di ponti termici. La totale autoportanza delle strutture orizzontali ha permesso di ridurre i tempi di realizzazione.

Prodotti impiegati: ECOTRAVE®



Villa padronale in Torre d'Isola, esempio di edificio residenziale di pregio realizzato con ECOTRAVE®, l'elemento autoportante REP® ideato per la maggiore salubrità degli ambienti interni. Grazie al fondello in laterizio contribuisce a prevenire la formazione di muffe e condense.

CASE HISTORY

6

**SEDE DIREZIONALE ERICSSON
Parco Scientifico Tecnologico “Progetto Leonardo”**

Promossa dalle società Leonardo Technology S.p.a. e Genova High Tech S.p.a. attraverso un Accordo di Programma con Comune e Provincia di Genova, Regione Liguria e la locale Università degli Studi, la costruzione del Parco Scientifico e Tecnologico “Progetto Leonardo” nell’area verde degli Erzelli ospiterà circa 150 aziende tecnologicamente evolute in 200.000 metri quadrati, oltre alla Facoltà di Ingegneria, ai laboratori del CNR e all’ampliamento delle attività genovesi dell’Istituto Italiano della Tecnologia, più servizi commerciali e residenze di pertinenza dell’insediamento. Progettato dall’architetto Mario Bellini, entro il 2019 il PST di Genova sarà il più grande parco scientifico e tecnologico italiano e tra i più significativi in Europa. Tecnostrutture srl ha progettato e fornito le strutture portanti (Pilastrini PDTI® e Travi REP® Cls) della nuova sede Ericsson, la prima azienda ad insediarsi nel PST.

**Parco Scientifico Tecnologico
“Progetto Leonardo” Edificio A “Ericsson” ed edificio B**

Committente: Genova High Tech S.p.a.
 Construction Manager: Aurora Costruzioni S.p.a.
 Progetto architettonico: arch. Mario Bellini
 Progetto strutture: Studio Proges Engineering: ing. Andrea Imbrenda
 Direzione lavori generale: ing. Ugo Corvino
 Direzione lavori strutture: ing. Agostino Molfino
 Project Manager dei servizi di costruzione: ing. Enrico Casaretti
 Fornitura Tecnostrutture: ottobre 2009 - dicembre 2010
 Prodotti impiegati: Pilastrini PDT e Travi REP® Cls



La sede si compone di 2 volumi che dispongono di 4 piani interrati: l'edificio A si eleva per 10 livelli fuori terra (21.000 mq), mentre l'edificio B (19.000 mq) si sviluppa per 14 piani fuori terra. Entro la fine del 2011 l'edificio A, ubicato nella posizione più panoramica dell'intero piano, accoglierà la sede e i laboratori di Ericsson; successivamente, il secondo ospiterà gli uffici di altre aziende high-tech.

Le principali problematiche costruttive hanno riguardato i ristretti tempi a disposizione per la realizzazione, le difficoltà di accesso all'area e le limitate superfici a disposizione del cantiere, oltre alle particolari esigenze architettoniche quali, ad esempio, l'impiego di enormi portali in acciaio.

Quali soluzioni costruttive avete adottato per fronteggiare queste difficoltà?

Risponde l'ing. Enrico Casaretti, Project manager dell'impresa Aurora Costruzioni S.p.a., "Il ricorso a sistemi costruttivi prefabbricati evoluti si è rivelato un importante fattore di semplificazione e di accelerazione delle attività rispetto ai metodi tradizionali. Abbiamo previsto la fornitura di 6.000 metri di Travi REP® Cls abbinata a solai alveolari e di 5.000 metri di Pilastrì PDII®, che stiamo progressivamente installando. Le fasi di montaggio avvengono in maniera rapida e sicura con un team di due operai ed un gruista."

Il Sistema REP® si è dimostrato particolarmente adatto rispetto alle peculiarità strutturali. "I parametri progettuali prevedono differenti condizioni di carico, variabili dalle normali solette di tipo civile con carichi da 3,00 kN/mq alternate a solai per impieghi industriali, di portata fino a 10,00 kN, come nel caso della camera mecoica che sarà installata nei laboratori Ericsson.

A questa complessità strutturale si aggiungono anche le notevoli luci e i vincoli posti dalla posizione dei pilastri nei piani interrati a parcheggio per favorire anche la presenza dello spazio per il drop-off, l'area riparata ad accesso veicolare che facilita la salita e la discesa dei passeggeri dagli automezzi.

L'insieme di queste complessità è stato gestito in maniera ottimale ricorrendo alle tecnologie costruttive del Sistema REP® che hanno consentito una notevole semplificazione delle operazioni, con conseguente velocizzazione dei tempi di costruzione ed esecuzione delle opere in condizioni di maggiore sicurezza, grazie al ridotto impiego di manodopera. L'utilizzo del Sistema autoportante REP® ci ha permesso di realizzare una sovrapposizione delle fasi costruttive: impianti, tamponamenti e altre lavorazioni di finitura sono state avviate già il giorno dopo il getto, anticipando quindi notevolmente i tempi tradizionali di cantiere. La tecnologia REP® coniuga la ridotta possibilità di errori di posa, tipica delle strutture prefabbricate, con la leggerezza degli elementi. La possibilità di far realizzare componenti personalizzati restituisce la versatilità propria delle strutture in calcestruzzo armato, senza i costi connessi alla realizzazione delle opere provvisorie.

Quali vantaggi tecnico-operativi sono stati conseguiti utilizzando il Sistema REP®?

Risponde il geom. Danilo Fasciolo, capocantiere dell'azienda Aurora Costruzioni S.p.a. per l'edificio A di Ericsson, "Facendo un confronto con il metodo costruttivo tradizionale, è evidente il consistente risparmio in termini di tempo e di personale. Ad esempio, per la posa degli elementi portanti orizzontali bisogna solitamente impegnare una squadra di 6-10 persone, che impiegano circa 3 ore per ciascuna trave fra realizzazione dei casseri, orditura delle travi con le barre d'acciaio e getto del conglomerato cementizio.



Diversamente, con il Sistema REP® il tempo medio di posa di ogni trave è stato di 5 minuti, utilizzando solo 2 operai e un gruista. Oltre alla rapidità della posa, che influenza positivamente anche la gestione della sicurezza in cantiere, bisogna sottolineare l'elevato livello di finitura dei prodotti, che non richiedono ulteriori controlli e che risultano già adeguatamente presentabili sotto il profilo estetico. Si tratta di una caratteristica particolarmente importante laddove, come nei piani interrati dei parcheggi, le strutture sono a vista e non richiedono ulteriori riprese o l'esecuzione di rivestimenti per mascherare qualche difetto nell'esecuzione.”

Una tecnologia innovativa per un cantiere evoluto.

La partecipazione alla realizzazione del Parco Scientifico Tecnologico di Genova è un notevole successo per Tecnostrutture® perché premia l'eccellente qualità del Sistema REP® percepibile in tutte le fasi di produzione, dalla lavorazione alla posa. La Trave REP® è dunque l'indiscussa protagonista dell'edilizia strutturale evoluta: un semilavorato che diviene prodotto finito dall'elevato valore estetico.

Il Sistema REP® rappresenta una soluzione ottimale quando si voglia coniugare rapidità esecutiva, elevato grado di finitura dei manufatti e semplicità organizzativa.

Già dalle fasi di organizzazione del cantiere, consente di pianificare adeguatamente i siti di stoccaggio e di programmare le lavorazioni con una sequenza temporale predeterminata indipendentemente dalle condizioni del sito di cantiere.

I pilastri e le travi possono essere approvvigionati seguendo l'ordine di montaggio, eliminando in tal modo la giacenza di materiale in cantiere, la movimentazione dei casseri, dell'acciaio di armatura, degli additivi disarmanti che, molto spesso, spostati con l'ausilio delle gru a torre generano situazioni di pericolo e di non razionale organizzazione.

Avere sequenze di lavorazione predeterminate genera la possibilità di montare a secco parti intere di impalcati e consente di ottimizzare la produzione oltreché velocizzare il lavoro delle squadre addette alle finiture.

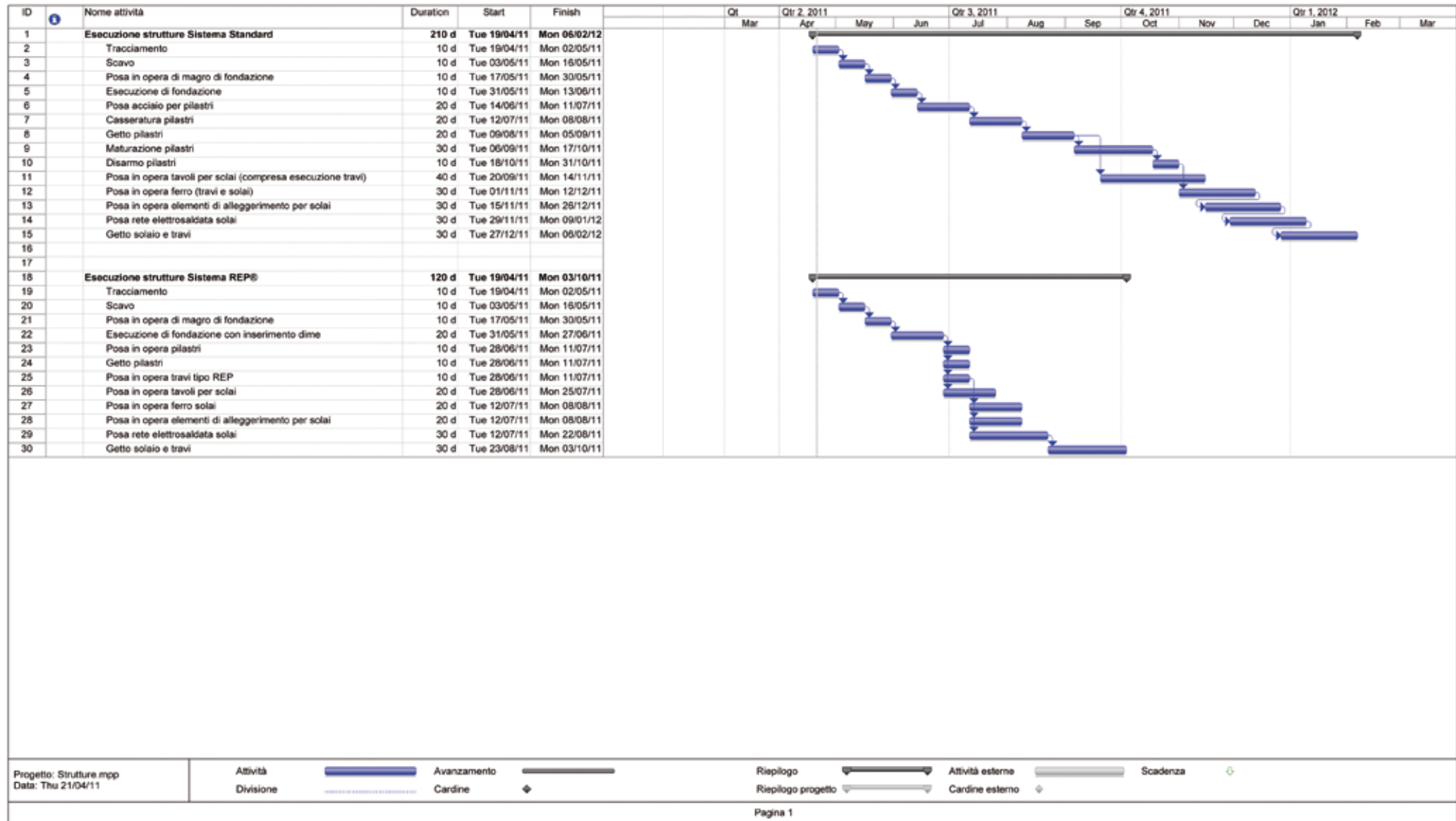
È possibile ad esempio, ottimizzare i getti degli impalcati concentrandoli nei giorni che più convengono alla gestione del cantiere, evitando tempi morti e sovrapposizioni di lavorazioni.

Le tempistiche esecutive vengono ridotte per effetto della minore incertezza ottenuta dal gestire già in fase di progettazione le eventuali problematiche esecutive. Avere in cantiere impalcati prefiniti è di valido aiuto per minimizzare le possibilità di un errata posa in opera, soprattutto in progetti caratterizzati da geometrie non regolari.

La qualità dei manufatti è superiore ai getti che si possono ottenere in condizioni normali di cantiere: l'uniformità di colore, l'assenza di materiale segregato e la planarità degli intradossi delle travi rende più agevole la finitura e la realizzazione delle opere impiantistiche.

Un'adeguata valutazione dello spessore dei pilastri tubolari PDTI® in acciaio e del copriferro delle Travi REP® Cls e dei solai permette di ottenere una resistenza al fuoco fino a R 180, senza l'ausilio di alcun tipo di trattamento superficiale, come invece necessario nel caso delle strutture in acciaio.





6. Case history

In questa tabella si illustra graficamente il confronto tra le tempistiche realizzative con sistema tradizionale e Sistema REP®. Un risparmio di 90 giornate lavorative.

IL PROGETTO STRUTTURALE

7

7.1. Ieri: Procedimenti di calcolo per Travi REP®
a cura dell'ing. Salvatore Leone, inventore della Trave REP®.
Anno di pubblicazione 1972.

PROCEDIMENTI DI CALCOLO PER TRAVI **rep**

LEGGE DEL 5 NOVEMBRE 1971 N. 1086

Pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 321 del 21-12-1971

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

CAPO I
DISPOSIZIONI PRECETTIVEART. 1.
(Disposizioni generali)

Sono considerate opere in conglomerato cementizio armato normale quelle composte da un complesso di strutture in conglomerato cementizio ed armature che assolvono ad una funzione statica.

Sono considerate opere in conglomerato cementizio armato precompresso quelle composte di strutture in conglomerato cementizio ad armature nelle quali si imprime artificialmente uno stato di sollecitazione addizionale di natura ed entità tali da assicurare permanentemente l'effetto statico voluto.

Sono considerate opere a struttura metallica quelle nelle quali la statica è assicurata in tutto o in parte da elementi strutturali in acciaio o in altri metalli.

La realizzazione delle opere di cui ai commi precedenti deve avvenire in modo tale da assicurare la perfetta stabilità e sicurezza delle strutture e da evitare qualsiasi pericolo per la pubblica incolumità.

ART. 2.
(Progettazione, direzione ed esecuzione)

La costruzione delle opere di cui all'articolo 1 deve avvenire in base ad un progetto esecutivo redatto da un ingegnere o architetto o geometra o perito industriale edile iscritti nel relativo albo, nei limiti delle rispettive competenze.

L'esecuzione delle opere deve aver luogo sotto la direzione di un ingegnere o architetto o geometra o perito industriale edile iscritto nel relativo albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Per le opere eseguite per conto dello Stato, non è necessaria l'iscrizione all'albo del progettista, del direttore dei lavori e del collaudatore di cui al successivo articolo 7, se questi siano ingegneri o architetti dello Stato.

ART. 3.
(Responsabilità)

Il progettista ha la responsabilità diretta della progettazione di tutte le strutture dell'opera comunque realizzate.

Il direttore dei lavori e il costruttore, ciascuno per la parte di sua competenza, hanno la responsabilità della rispondenza dell'opera al progetto, dell'osservanza delle prescrizioni di esecuzione del progetto, della qualità dei materiali impiegati, nonché, per quanto riguarda gli elementi prefabbricati, della posa in opera.

ART. 4.
(Denuncia dei lavori)

Le opere di cui all'articolo 1 devono essere denunciate dal costruttore all'Ufficio del genio civile competente del territorio, prima del loro inizio.

Nella denuncia devono essere indicati i nomi ed i recapiti del committente, del progettista delle strutture, del direttore dei lavori e del costruttore.

Alla denuncia devono essere allegati:

a) il progetto dell'opera in duplice copia, firmato dal progettista dal quale risultino in modo chiaro ed esauriente le calcolazioni eseguite, l'ubicazione, il tipo, le dimensioni delle strutture, e quanto occorre per definire l'opera sia nei riguardi dell'esecuzione sia nei riguardi della coesistenza delle condizioni di sollecitazione;

b) una relazione illustrativa in duplice copia firmata dal progettista e dal direttore dei lavori, dalla quale risultino le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali che verranno impiegati nella costruzione.

L'Ufficio del genio civile restituirà al costruttore, all'atto stesso della presentazione, una copia del progetto e della relazione con l'attestazione dell'avvenuto deposito.

Anche le varianti che nel corso dei lavori si volessero introdurre alle opere di cui all'articolo 1 previste nel progetto originario, dovranno essere denunciate prima di dare inizio alla loro esecuzione, all'Ufficio del genio civile nella forma e con gli allegati previsti nel presente articolo.

Le disposizioni del presente articolo non si applicano alle opere costruite per conto dello Stato e per conto delle regioni, delle province e dei comuni aventi un ufficio tecnico con a capo un ingegnere.

ART. 5.
(Documenti in cantiere)

Nei cantieri, dal giorno di inizio delle opere di cui all'articolo 1 a quello di ultimazione dei lavori, devono essere conservati gli atti indicati nel terzo e nel quarto comma dell'articolo 4 datati e firmati anche dal costruttore e dal direttore dei lavori, nonché un apposito giornale dei lavori.

ART. 6.
(Relazione a struttura ultimata)

A strutture ultimate, entro il termine di sessanta giorni, il direttore dei lavori depositerà al Genio civile una relazione, in duplice copia, sull'andamento degli obblighi di cui all'articolo 4, esponendo:

a) i certificati delle prove sui materiali impiegati emessi da laboratori di cui all'articolo 20;

b) per le opere in conglomerato armato precompresso, ogni indicazione inerente alla tesatura dei cavi ed ai sistemi di messa in coazione;

c) l'esito delle eventuali prove di carico, allegando le copie dei relativi verbali firmate per copia conforme.

Delle due copie della relazione, una sarà conservata agli atti del Genio civile e l'altra con l'attestazione dell'avvenuto deposito, sarà restituita al direttore dei lavori che provvederà a consegnarla al collaudatore unitamente agli atti indicati nel quarto comma dell'articolo 4.

Le disposizioni del presente articolo non si applicano alle opere costruite per conto dello Stato e degli altri Enti di cui all'ultimo comma dell'articolo 4.

ART. 7.
(Collaudo statico)

Tutte le opere di cui all'articolo 1 debbono essere sottoposte a collaudo statico.

Il collaudo deve essere eseguito da un ingegnere o da un architetto, iscritto all'albo da almeno dieci anni, che non sia intervenuto in alcun modo nella progettazione, direzione ed esecuzione dell'opera.

La nomina del collaudatore spetta al committente il quale ha l'obbligo di comunicarla al Genio civile entro 60 giorni dall'ultimazione dei lavori. Il committente preciserà altresì i termini di tempo entro i quali dovranno essere completate le operazioni di collaudo.

Quando non esiste il committente ed il costruttore esegue in proprio, è fatto obbligo al costruttore di chiedere, nel termine indicato nel precedente comma, all'Ordine provinciale degli ingegneri o a quello degli architetti, la designazione di una terna di nominativi fra i quali sceglie il collaudatore.

Il collaudatore deve redigere due copie del certificato di collaudo e trasmetterle all'Ufficio del genio civile, il quale provvede a restituire una copia, con l'attestazione dell'avvenuto deposito da consegnare al committente.

Per le opere costruite per conto dello Stato e degli Enti di cui all'ultimo comma dell'articolo 4, gli obblighi previsti dal terzo e dal quinto comma del presente articolo non sussistono.

ART. 8.
(Licenza d'uso)

Per il rilascio di licenza d'uso o di abitabilità, se prescritte, occorre presentare all'ente preposto una copia del certificato di collaudo con l'attestazione, da parte dell'Ufficio del genio civile, dell'avvenuto deposito ai sensi del precedente articolo 7.

Tale attestazione, per le opere costruite per conto dello Stato e per conto degli Enti di cui all'ultimo comma dell'articolo 4, è sostituita dalla dichiarazione dell'avvenuto collaudo statico.

ART. 9.
(Produzione in serie in stabilimenti di manufatti in conglomerato normale e precompresso e di manufatti complessi in metallo)

Le ditte che procedono alla costruzione di manufatti in conglomerato normale o precompresso ed in

metallo, fabbricati in serie e che assolvono alle funzioni indicate nell'articolo 1, hanno l'obbligo di dare comunicazione al Ministero dei lavori pubblici, con apposita relazione, nella quale debbono:

a) descrivere ciascun tipo di struttura indicando le possibili applicazioni e fornire i calcoli relativi, con particolare riguardo a quelli riferentisi a tutto il comportamento sotto carico fino a fessurazione e rottura;

b) precisare le caratteristiche dei materiali impiegati sulla scorta di prove eseguite presso uno dei laboratori di cui all'articolo 20;

c) indicare, in modo particolareggiato, i metodi costruttivi e i procedimenti seguiti per la esecuzione delle strutture;

d) indicare i risultati delle prove eseguite presso uno dei laboratori di cui all'articolo 20.

Tutti gli elementi precompressi debbono essere chiaramente e durevolmente contrassegnati onde si possa individuare la serie di origine.

Per le ditte che costruiscono manufatti complessi in metallo fabbricati in serie, i quali assolvono alle funzioni indicate nell'articolo 1, la relazione di cui al primo comma del presente articolo deve descrivere ciascun tipo di struttura, indicando le possibili applicazioni e fornire i calcoli relativi.

Le ditte produttrici di tutti i manufatti di cui ai commi precedenti sono tenute a fornire tutte le prescrizioni relative alle operazioni di trasporto e di montaggio dei loro manufatti.

La responsabilità della rispondenza dei prodotti rimane a carico della ditta produttrice, che è obbligata a corredare a fornitura con i disegni del manufatto e l'indicazione delle sue caratteristiche di impiego.

Il progettista delle strutture è responsabile dell'organico inserimento e della previsione di utilizzazione dei manufatti di cui sopra nel progetto delle strutture dell'opera.

CAPO II
VIGILANZAART. 10.
(Controlli)

Il sindaco del comune, nel cui territorio vengono realizzate le opere indicate nell'articolo 1, ha il compito di vigilare sull'osservanza degli adempimenti previsti dalla presente legge: a tal fine si avvale dei funzionari ed agenti comunali.

Le disposizioni del precedente comma non si applicano alle opere costruite per conto dello Stato e degli altri Enti di cui all'ultimo comma dell'articolo 4.

ART. 11.
(Accertamenti delle violazioni)

I funzionari e agenti comunali, che accertino l'inosservanza degli adempimenti previsti nei precedenti articoli, redigono processo verbale che, a cura del sindaco, verrà inoltrato al pretore e alla prefettura per i provvedimenti di cui al successivo articolo 12.

ART. 12.

(Sospensione dei lavori)

Il prefetto, ricevuto il processo verbale redatto a ma del precedente articolo ed eseguiti gli opportuni accertamenti, ordina, con decreto notificato a mezzo di messo comunale, al committente, al direttore dei lavori e al costruttore la sospensione dei lavori.

I lavori non possono esseri ripresi finchè la prefettura non abbia accertato che sia stato provveduto agli adempimenti previsti dalla presente legge.

Della disposta sospensione è data comunicazione al sindaco perchè ne curi l'osservanza.

CAPO III
NORME PENALI

ART. 13.

(Lavori abusivi)

Chiunque commette, dirige e, in qualità di costruttore, esegue le opere previste dalla presente legge, o parti di esse, in violazione dell'articolo 2, è punito con l'arresto fino a tre mesi o con l'ammenda da lire 100.000 a lire 1.000.000.

È soggetto alla pena dell'arresto fino ad un anno, e dell'ammenda da lire 1.000.000 a lire 10.000.000, chi produce in serie manufatti in conglomerato armato normale o precompresso o manufatti complessi in metallo senza osservare le disposizioni dell'articolo 9.

ART. 14.

(Omessa denuncia dei lavori)

Il costruttore che omette o ritarda la denuncia prevista dall'articolo 4 è punito con l'arresto fino a tre mesi o con l'ammenda da lire 100.000 a lire 1.000.000.

ART. 15.

(Responsabilità del direttore dei lavori)

Il direttore dei lavori che non ottempera alle prescrizioni indicate nell'articolo 5 è punito con l'ammenda da lire 40.000 a lire 200.000.

Alla stessa pena soggiace il direttore dei lavori che omette o ritarda la presentazione all'Ufficio del genio civile della relazione indicata nell'articolo 6.

ART. 16.

(Responsabilità del collaudatore)

Il collaudatore che non osserva le disposizioni indicate nell'articolo 7, ultimo comma, è punito con l'ammenda da lire 40.000 a lire 200.000.

ART. 17.

(Mancaza del certificato di collaudo)

Chiunque consente l'utilizzazione delle costruzioni prima del rilascio del certificato di collaudo o, per quanto riguarda le opere costruite per conto dello Stato e degli altri Enti di cui all'ultimo comma dell'articolo 4, prima del collaudo statico, è punito con l'arresto fino ad un mese o con l'ammenda da lire 100.000 a 1.000.000.

ART. 18.

(Comunicazione della sentenza)

La sentenza irrevocabile emessa in base alle precedenti disposizioni, deve essere comunicata, a cura del cancelliere, entro 15 giorni da quello in cui è divenuta irrevocabile, alla competente Prefettura ed al Consiglio provinciale dell'ordine professionale, cui eventualmente sia iscritto l'imputato.

CAPO IV
NORME TRANSITORIE E FINALI

ART. 19.

(Costruzioni in corso)

Le disposizioni contenute nella presente legge non si applicano alle opere in conglomerato armato normale in corso alla data di entrata in vigore della presente legge e per le quali sia stata presentata denuncia alla prefettura ai sensi dell'articolo 4 del regio decreto 16 novembre 1939, n. 2229, nè alle opere in conglomerato armato precompresso ed a struttura metallica che alla data di entrata in vigore della presente legge risultino già iniziate.

ART. 20.

(Laboratori)

Agli effetti della presente legge sono considerati laboratori ufficiali:

i laboratori degli istituti universitari dei politecnici e delle facoltà di ingegneria e delle facoltà o istituti universitari di architettura;

il laboratorio dell'istituto sperimentale delle ferrovie dello Stato (Roma);

il laboratorio dell'istituto sperimentale stradale, del Touring Club italiano (Milano);

il laboratorio di scienza delle costruzioni del centro studi ed esperienze dei servizi antincendi e di protezione civile (Roma);

il centro sperimentale dell'ANAS di Cesano (Roma).

Il Ministro dei lavori pubblici, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, può autorizzare con proprio decreto altri laboratori ad effettuare prove sui materiali da costruzione, ai sensi della presente legge.

L'attività dei laboratori, ai fini della presente legge, è servizio di pubblica utilità.

ART. 21.

(Emanazione di norme tecniche)

Il Ministro dei lavori pubblici, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici e il Consiglio nazionale delle ricerche, emanerà entro sei mesi dalla pubblicazione della presente legge e, successivamente, ogni biennio, le norme tecniche alle quali dovranno uniformarsi le costruzioni di cui alla presente legge.

ART. 22.

(Applicabilità di norme tecniche vigenti)

Fino a quando non saranno emanate le norme tecniche di cui al precedente articolo 21, continuano ad applicarsi le norme di carattere tecnico contenute nel regio decreto 16 novembre 1939, n. 2229, e nel decreto del Capo provvisorio dello Stato 20 dicembre 1947, n. 1516.

GENERALITÀ E CARATTERISTICHE
DELLE STRUTTURE MISTE

Da oltre 35 anni, per ragioni di carattere pratico, i costruttori americani impiegano strutture miste in ferro e calcestruzzo. Tali strutture, all'inizio erano però dimensionate ognuna per proprio conto, senza considerare in alcun modo la collaborazione dell'una con l'altra, con il risultato che lo stato tensionale del complesso risultava del tutto diverso da quello previsto; in genere si riscontravano diminuzioni nelle sollecitazioni del ferro ed una serie di fessurazioni nel calcestruzzo.

Sul fatto che il sistema potesse offrire enormi vantaggi di carattere pratico ed economico tutti i costruttori e non solo quelli americani eran d'accordo; non lo erano invece gli strutturisti sia per il modo di considerare le due strutture — ferro e calcestruzzo — e sia per la laboriosità dei calcoli stessi. Anzi, per dirla con Torroja, l'ostacolo principale alla diffusione delle strutture miste sono stati proprio gli strutturisti.

A questo punto si creano due correnti:

la prima, tradizionalista, formata soprattutto da americani che cercò di realizzare le due strutture assolutamente indipendenti attraverso giunti che permettessero lo scorrimento di una sull'altra, evitando la realizzazione di una struttura mista.

la seconda, formata per la maggior parte da tecnici e costruttori tedeschi e giapponesi, studiò, a vantaggio della rigidità e dell'economia del complesso, dei metodi di accoppiamento delle due strutture e cercò dei sistemi di calcolo che tenessero conto del nuovo tipo di struttura.

Oggi si può dire che la seconda corrente ha preso il sopravvento dovunque, sia per le aumentate conoscenze nel campo della tecnologia e sia per l'avvento dei computers che rendono possibili cose impensabili solo pochi anni fa.

Attualmente esistono in tutte le nazioni regolamentazioni sull'argomento:

In Italia le norme CNR-UNI 10016/68.

In Germania le norme DIN-1078 etc.

Da un punto di vista statico, nella pratica si presentano due casi:

1) Trave mista, in cui il getto della soletta viene effettuato sulla trave metallica puntellata fino alla maturazione della soletta stessa.

2) Trave mista, in cui il getto della soletta viene effettuato sulla trave metallica non puntellata.

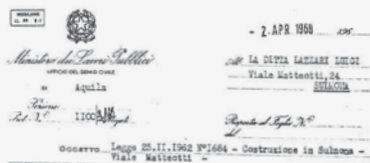
In tutti e due i casi occorre determinare separatamente le tensioni indotte nelle varie fasi esecutive e valutare le sollecitazioni finali sovrapponendo gli effetti

È ovvio che lo stato tensionale finale dipende anche da molti altri fattori, i principali sono:

- a) ritiro
- b) variazione di E_c in funzione del tempo
- c) viscosità

Di detti fattori si dirà particolareggiatamente trattando dei calcoli pratici delle strutture miste

Per le TRAVI REP si è ottemperato alle disposizioni di cui all'Art. 9 della legge riportata nelle pagine precedenti, con denuncia in data 4-1-72.



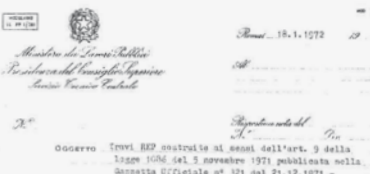
Con riferimento ai calcoli e disegni strutturali del fabbricato in oggetto, presentati a quest'Ufficio in data 1.2.1968, il Ministero dei LL.PP., al quale era stato rivolto specifico quesito, si è pronunciato con nota 24.2.1968 IP308 ritenendo: "che nulla si ha da osservare in linea generale circa l'uso delle travi, denominate REP, in sede sismiche.

Tuttavia l'impiego in zone sismiche detto tipo di struttura deve essere subordinato alla adozione di una opportuna armatura al lembo superiore della trave in corrispondenza degli incastri, nonché alla realizzazione di un efficace collegamento tra elementi verticali e orizzontali, tale da assicurare la continuità tra dette strutture.

In relazione a quanto sopra codesta ditta dovrà integrare gli elaborati di progetto presentati, con dettagliati particolari riguardanti continuità della struttura in corrispondenza così esposta.

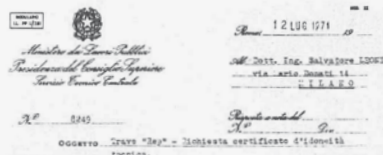
L'INGEGNERE CAPO
(F. Serri)

Nulla-osta Ministero dei LL.PP. circa l'uso delle TRAVI REP nelle zone sismiche.



E' stata espletata al protocollo di questo Servizio la perizia data la previsione di cui all'oggetto con il relativo allegato.

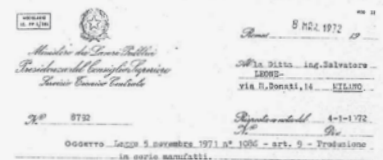
IL SEGRETARIO GENERALE



In risposta alla nota del 22 giugno 1971, e facendo seguito alla nota n° 159 del 24.1.1968, si precisa che la realizzazione delle travi in oggetto -essendo costituite da una struttura in ferro sottoposte necessariamente immerse in un getto di calcestruzzo- deve rispettare la norme per le strutture in ferro, ove applicabili, quelle sulle opere in cemento armato di cui al D.D. n° 2225 del 16 gennaio 1939.

IL PRESIDENTE
(F. Serri)

Indicazione da parte del Ministero dei LL.PP. delle norme da rispettare per l'impiego delle TRAVI REP.



La commissione di codesta ditta relativa alla produzione in serie di manufatti in conglomerato cementizio normale, fatta pervenire ai sensi dell'art. 9 della legge sopraindicata è stata recepita da questo Servizio con il n° 8798 in data 12-1-1972.

IL PRESIDENTE
(F. Serri)

Copie conferma ricevuta della denuncia da parte del Ministero dei LL.PP. - Ufficio del Genio Civile.

LA TRAVE «REP»

Si sono risolti gli inconvenienti esposti nella parte introduttiva ideando la trave REP. Essa è una trave in ferro formata da:

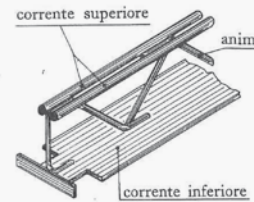


Fig. 1.

- 1) un corrente inferiore in largo piatto della larghezza standard di 250 mm;
- 2) un corrente superiore in tondi di acciaio;
- 3) un'anima forata ottenuta con piatti o tondi inclinati saldati sia al corrente superiore che al corrente inferiore (vedi fig. 1).

Detta trave composta con il calcestruzzo dà luogo ad una struttura mista avente caratteristiche variabili di caso in caso in quanto dipendenti dal tipo di sezione usato.

Esempi di sezione considerate sono quelle riportate nella tabella 4.

La trave REP appoggia sui pilastri di calcestruzzo mediante un dispositivo formato da due tondi affiancati ed intestati da un laminato trasversale antiribaltamento (vedi fig. 2).

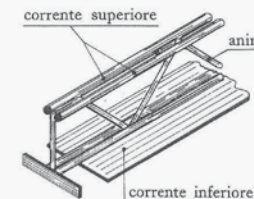


Fig. 2.

Questo dispositivo consente un sicuro ancoraggio dell'armatura inferiore sull'appoggio e serve come armatura compressa della sezione finale resistente al filo pilastro.

Per assicurare la continuità delle travi, e quindi effettivamente avere una corrispondenza vera fra calcolo e realtà, sono previsti dei monconi superiori opportunamente dimensionati in corrispondenza degli appoggi (pilastri o muri portanti) da posare in opera prima del getto.

Le travi REP abbinate a solai sia gettati in opera che prefabbricati del tipo a travetti o a pannelli autoportanti possono essere impiegate in qualsiasi tipo di fabbricato, sia civile che industriale.

L'uso di queste travi presenta molteplici vantaggi:

1) Sfruttamento totale del ferro in quanto è possibile far raggiungere alle σ_f i valori massimi ammissibili invece di limitarla a $n\sigma_c$ ove $n = \frac{E_f}{E_c}$.

2) Riduzione degli effetti del ritiro e della viscosità sui pilastri.

3) Eliminazione pressoché totale di ogni cassetatura in quanto i solai appoggiano direttamente sul largo piatto della trave.

Segue che è possibile procedere al tamponamento immediatamente dopo il getto.

Costituirà rara eccezione la predisposizione di appoggi suppletivi con cassetatura per i balconi a sbalzo aventi sagome particolari e spessori diversi da quelli di tutto il solaio.

4) Rapidità di esecuzione, con minimo impiego di manodopera, dei singoli piani del fabbricato (una squadra più un gruiista può gettare due solai alla settimana aventi una superficie di 500 m² circa ciascuno).

5) Possibilità di aumentare del 30-40% l'interasse dei pilastri, pur mantenendo le travi in spessore di solaio rispetto al sistema tradizionale in c. a., senza che il costo o le difficoltà di carattere squisitamente tecnico siano superiori e con frecce finali nettamente inferiori (il momento ottimale delle travi REP per travi alte 20 cm è di circa 7-8000 kgm).

6) Calcolo delle travi e quindi della parte più importante della struttura orizzontale mediante l'elaboratore Time Scharing della «Honeywell» che assicura l'esclusione degli errori così detti «formali» una volta che l'analisi dei carichi sia stata correttamente eseguita e si siano adottate condizioni di vincolo e sezioni collaboranti corrispondenti alla realtà.

Con l'uso del calcolatore elettronico si ottengono tempi di calcolo ridotti rispetto a quelli che si avrebbero eseguendo il calcolo manuale e, pertanto, viene risolto uno degli ostacoli principali che impediva l'adozione delle strutture miste nell'edilizia.

I tempi di consegna ai singoli cantieri sono brevissimi, una volta effettuato l'ordine di fornitura, in quanto si è di fronte ad una produzione industrializzata che permette la costruzione completa delle travi in officina.

MATERIALI IMPIEGATI:

Calcestruzzo: il calcestruzzo per il getto di completamento essendo ridotto volumetricamente allo stretto necessario, ed in relazione anche alle ipotesi di calcolo, dovrà essere di ottima qualità. Di norma dovrà essere almeno di classe R 350 (CNR-UNI 10016-68) (carico di rottura minimo a 28 gg. kg/cm² 350). I tassi di lavoro sono allora quelli previsti nella tabella UNI succitata che si riporta integralmente.

PROSPETTO 3-1

			Classe calcestruzzo			
			R250	R350	R450	R600
Tensione normale di compressione	al lembo più sollecitato valore medio nella soletta S	kg/cm ²	70	90	110	140
		kg/cm ²	65	85	100	120
Tensione tangenziale	in assenza di apposita armatura con apposita armatura	kg/cm ²	6	7	8	9
		kg/cm ²	18	20	22	24

Tensioni ammissibili nell'armatura della soletta.
Vale quanto prescritto dalle vigenti regolamentazioni sulle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso.

Tensioni ammissibili nella soletta di calcestruzzo.
Le tensioni ammissibili σ_{am} e τ_{am} per la I condizione di carico sono indicate nel prospetto 3-1 in funzione delle classi di cui al punto 3.1.3. Le tensioni ammissibili per la condizione di carico II sono da assumersi rispettivamente pari a 1.125 σ_{am} e 1.125 τ_{am} .

Nel caso in cui si voglia o si debba adoperare un calcestruzzo di classe diversa basterà indicare le sollecitazioni massime che si intendono raggiungere.
La classe del calcestruzzo è indicata su tutte le distinte di costruzione delle travi.

ACCIAIO.

Corrente inferiore: è formato, come già detto dianzi da un largo piatto a cui possono essere aggiunti dei tondi; la loro qualità prevista è Aq 37.42 corrispondente all'acciaio di tipo 1 della tabella CNR-UNI 10011-67.

Corrente superiore ed anima: di norma vengono adoperati tondi Aq 52.65 che corrisponde all'acciaio di tipo 2 della tabella CNR-UNI 10011-67 che si riporta integralmente.

2.1 Acciaio.

Gli acciai di uso generale laminati a caldo, in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e tubi (e tubi saldati provenienti da nastro laminato a caldo), di cui alle presenti istruzioni, appartengono a uno dei due tipi: tipo 1
tipo 2

aventi le caratteristiche meccaniche indicate nel punto 2.1.1.

Tra detti tipi possono rientrare gli acciai Fe 37, Fe 42 e Fe 52, nelle qualità B, C e D, delle UNI 5334-64 e UNI 5335-64.

Per gli acciai destinati alle strutture saldate devono essere osservate le prescrizioni aggiunte del punto 2.3.

Gli accertamenti eventualmente necessari, ad integrazione della documentazione fornita dalle acciaierie, devono essere eseguiti a cura di laboratori qualificati da Enti Ufficiali.

PROSPETTO 2.1

2.1.1 Caratteristiche meccaniche.

Simbolo	Caratteristiche o parametro	Acciaio tipo 1	Acc. tipo 2		
σ_n	Tensione di rottura a trazione	kg/mm ²	da 37 a 48	da 42 a 53	da 52 a 65
σ_s	Tensione di snervamento	kg/mm ²	≥ 24 ¹⁾	≥ 24	≥ 36 ²⁾
KV	Resilienza con intaglio a V, a 20 °C ³⁾	kgm/cm ²	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5
A	Allungamento a rottura ⁴⁾	%	≥ 26 ⁵⁾	≥ 23 ⁵⁾	≥ 22 ⁵⁾
D	Diametro mandrino per prova di piegamento a freddo su lamiera, barre e profilati (secondo UNI 564, 2 ^a Ed.) $\alpha = 180^\circ$ (α = spessore provetta)		a	2a	3a
z	Distanza tra le piastre nella prova di schiacciamento dei tubi, secondo UNI 5468 - 65 (s = spessore del tubo)		4s	6s	8s

¹⁾ Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 mm è ammessa la riduzione di 1 kg/mm².
²⁾ Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 fino a 30 mm è ammessa la riduzione di 1 kg/mm²; per spessori oltre 30 mm è ammessa la riduzione di 2 kg/mm².
³⁾ Per i tubi le modalità di prelievo e di prova sono da stabilire di volta in volta.
⁴⁾ Determinato con provetta proporzionale su 5 diametri.
⁵⁾ Per barre, profilati e larghi piatti per spessori fino a 40 mm per il tipo 1 e fino a 30 mm per il tipo 2; per spessori maggiori è ammessa la riduzione di un punto. Per lamiere, ferme restando le riduzioni di cui sopra, i valori sono ridotti ulteriormente di un punto.

2.2. Acciaio per getti.

Per l'esecuzione di parti in getti delle opere di cui alle presenti istruzioni si devono impiegare getti di acciaio Aq 38, Aq 45, Aq 52 UNI 3158.

Per getti destinati a strutture saldate valgono le condizioni limite di composizione chimica indicate per l'acciaio di tipo 1 (vedere punto 2.3.1.).

2.3. Acciaio per strutture saldate.

2.3.0. Generalità. - Gli acciai per strutture nelle quali siano presenti giunzioni saldate, oltre a soddisfare le prescrizioni del punto 2.1., devono:

a) non essere causa di cricche a caldo ed altri difetti nella zona fusa della saldatura, né di eccessiva durezza nella zona immediatamente vicina alla saldatura e, pertanto, soddisfare alle indicazioni del punto 2.3.1.;

b) non presentare pericolo di rottura fragile alla temperatura minima di impiego, e pertanto, soddisfare le indicazioni del punto 2.3.2.

Qualora non sia possibile effettuare il relativo controllo presso il produttore o non sia comunque possibile la suddivisione del materiale in lotti appartenenti alla stessa colata, gli accertamenti verranno effettuati laminato per laminato.

Per verificare che l'acciaio non sia effervescente, quando non si abbia esplicita dichiarazione del prodotto, verranno effettuate prove Baumann, secondo UNI 3652-65 sulle teste dei laminati.

3.0. Generalità.

Le strutture di acciaio realizzate con i materiali di cui al precedente punto 2 devono essere progettate per i carichi definiti nella «Ipotesi di carico sulle costruzioni» secondo i metodi della Scienza delle Costruzioni, con adeguato coefficiente di sicurezza.

In questo punto si prescindono dagli eventuali fenomeni di instabilità che vengono considerati al punto 4.

3.0.1. Tensioni ammissibili.

Le tensioni ammissibili indicate nel seguito

σ_{am} e τ_{am}
si riferiscono alla condizione di carico I (carichi principali) definita nella norma CNR-UNI 10012/67 «Ipotesi di carico sulle costruzioni».

Le tensioni ammissibili per la condizione di carico II (carichi principali e complementari) sono da assumersi rispettivamente pari a:

$$1.125 \sigma_{am} \text{ e } 1.125 \tau_{am}$$

3.0.2. Verifiche.

Sono obbligatorie le verifiche per ambedue le condizioni di carico.

Per ciascun elemento resistente devono valutarsi le azioni corrispondenti alle singole cause di sollecitazione, tenendo conto della maggiorazione per eventuali effetti dinamici.

Gli sforzi secondari devono essere presi in considerazione quando particolari esigenze di progetto o di esecuzione richiedano disposizioni costruttive inconsuete.

PROSPETTO 3-1

3.1. Materiale base.

3.1.1. Stati monoassiali.

3.1.1.1. Tensioni ammissibili a trazione o compressione semplice per acciaio laminato.

Materiale	σ_{am} kg/mm ²
Acciaio tipo 1	16
Acciaio tipo 2	24

SPEZZONI.

In tal caso valgono le prescrizioni contenute nel RDL n. 2229 del 16-11-1939 e successive circolari Ministeriali e precisamente:

Aq 50-60 $\sigma_{am} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
 Aq 60-70 nervato con $\sigma_{am} \geq 4400 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{am} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

Parecchi tecnici ed impresari prima di cominciare ad impiegare le travi REP esprimono dubbi e perplessità agli agenti di vendita i quali non sempre sono in condizioni di fornire risposte esaurienti. Pertanto è opportuno in questa sede e prima di passare alla esposizione dei criteri seguiti per il calcolo, rispondere ai principali quesiti posti finora.

1) Condensa sul piatto inferiore.

Il piatto va rinzaffato con sabbione e cemento per cui il fondo della trave, ai fini della condensa, si comporta esattamente come una normale trave in c. a. Bisogna notare che a parità di spessore e di portata la trave REP è molto più stretta di quella in c. a. per cui il fenomeno è ridotto proporzionalmente.

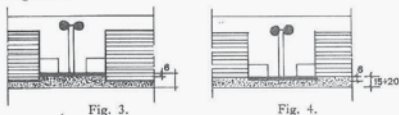
Alcune imprese hanno disposto sopra il rinzaffo e prima dello stucco un leggero strato di vermiculite ottenendo risultati eccellenti.

2) Dente del piatto rispetto al solaio.

In un primo momento i solai da appoggiare sulle travi REP venivano prefabbricati con un dente (fig. 3) in modo che si avesse un rinzaffo di maggiore spessore sul piatto della trave ma poi, per ragioni pratiche, si preferì appoggiare i solai direttamente sul piatto come indicato nella figura 4.

Il dente che si viene a formare è di soli 6 mm che

sparisce nello spessore dell'intonaco senza alcuna conseguenza.



3) Marcatura della trave.

In nessuna delle costruzioni fatte finora si è notato il benchè minimo segno tra la trave ed i solai anche nel caso di locali destinati a depositi industriali e come tali sottoposti a forti sovraccarichi alternati. Ciononostante alcune imprese usano un nastro di rete da intonaco (~ 1 kg/m²) largo 40 cm.

4) Flessibilità della trave.

Se si confrontano fra loro una trave REP ed una trave in c. a. con la stessa portata e lo stesso spessore la prima ha un cedimento sotto carico minore ed una freccia permanente del tutto trascurabile.

È possibile però realizzare travi REP a spessore di solai anche quando con travi in c. a. è necessario realizzarle a T; in questo caso è ovvio che la freccia sotto carico delle travi REP è maggiore. Ad ogni modo, a meno di diversa richiesta del committente, le travi REP vengono dimensionate in modo che la freccia dovuta al sovraccarico accidentale agente solo sulla campata in esame non superi 1/750 della luce.

Tutte le travi sono fornite con una monta in modo che, a carichi fissi totalmente agenti ed a effetti viscosi esauriti, l'asse della trave risulti rettilineo.

5) Variazioni termiche.

Premesso che il coefficiente di dilatazione termica lineare è identico (0.00012) sia per il ferro che per il calcestruzzo si può dire che il fenomeno ha gli stessi effetti sia sulle travi REP che sulle normali travi in c. a.

Le due strutture hanno però una diversa massa e quindi un volano termico differente; ciò significa che una variazione termica di breve durata non riesce ad interessare una trave in c. a. mentre agisce totalmente nelle travi REP.

Ciò non crea alcun problema sempre che la costruzione sia dotata di giunti di dilatazione secondo quanto prescritto dalle vigenti norme.

D'altra parte il problema della diversa sensibilità termica delle strutture è molto complesso ma non ha una grande importanza pratica; basti pensare al fatto che tutti i solai hanno un volano termico molto minore di quello delle travi senza che ciò crei alcun problema. Fenomeno analogo anche se opposto si ha nel caso di strutture miste da ponti dove le travi, esposte al sole, raggiungono rapidamente temperature che la soletta sovrastante e le altre travi intermedie non raggiungono mai.

6) Comportamento nel tempo.

Le prime travi sperimentali furono impiegate nel 1964 in costruzioni di tipo diverso tra cui coperture di portici e come mensole portanti bow-window di case in riva al mare. Da allora ad oggi non si sono avuti inconvenienti di alcun genere, come non se ne sono avuti in tutte le costruzioni fatte successivamente.

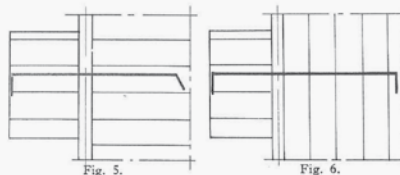
Pertanto si può senz'altro affermare che principalmente per quanto concerne:

- distacco del rinzaffo con funzione di copri-ferro.
 - abbassamenti dilazionati conseguenti a fenomeni viscosi o a rilassamento dovuto alle presollecitazioni;
 - monoliticità del complesso;
- le travi REP hanno dimostrato finora un'ottima tenuta al tempo.

7) Effetti torsionali.

Dall'esame della struttura della trave REP si vede che non ha alcuna rigidità torsionale per cui occorrerà disporle in pianta in modo tale da non creare effetti torsionali che non potrebbero essere assorbiti.

Per quanto riguarda le travi di bordo o di riva di un fabbricato è sufficiente considerare i solai come semplicemente appoggiati; nel caso di balconi occorrerà che i ferri vengano ancorati nel solaio retrostante anche nel caso che questo sia ordinato in senso normale a quello del balcone (figg. 5-6).



In altri casi particolari occorrerà studiare l'orditura delle travi di volta in volta.

- 8) Entità dei carichi di 1^a fase.
- 9) Stabilità del correntone superiore della trave metallica sottoposta ai carichi di 1^a fase.
- 10) Sforzo di taglio nel calcestruzzo e stabilità delle aste in 1^a fase.
- 11) Momento negativo: instabilità del piatto inferiore, sollecitazioni nel calcestruzzo.

Tutti questi argomenti sono trattati esaurientemente nelle parti seguenti dove sono riportati:

- le ricerche delle caratteristiche delle sollecitazioni;
- le verifiche di stabilità;
- le verifiche di resistenza.

IPOTESI DI CARICO E DI VINCOLO

Per le zone sismiche si rimanda alla nostra trattazione specifica.

Per le zone non sismiche il calcolo è eseguito secondo lo schema statico rappresentato nella figura seguente:



Fig. 7.

o più semplicemente:



Fig. 8.

e cioè trave continua con incastri elastici di estremità e su appoggi intermedi. Si trascura il contributo dei pilastri intermedi ai fini dell'irrigidimento dei nodi; questa semplificazione torna senz'altro a tutto vantaggio della stabilità della trave.

Nei casi in cui si voglia o si debba tener conto dei pilastri sarà necessario calcolare la struttura ricorrendo allo schema seguente valido per i calcoli delle zone sismiche.

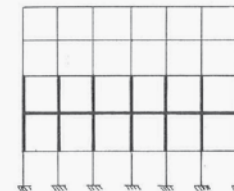


Fig. 9.

(Trave continua solidale coi piedritti incastri elasticamente alle estremità).

Il calcolo delle travi REP viene fatto adoperando il metodo dei punti fissi con un elaboratore elettronico Honeywell; la scelta del metodo dei punti fissi è dovuta al fatto che tra i vari metodi della scienza delle costruzioni è l'unico che consenta di calcolare le incognite iperstatiche una sola volta e considerare

poi i carichi ed i sovraccarichi disposti in modo da indurre in ogni sezione le massime sollecitazioni, come chiede la legge.

Tutto ciò premesso, occorre adesso quantificare il valore del vincolo di estremità della prima e dell'ultima campata di ogni serie di travi.

Il grado di vincolo esterno deve rappresentare il valore del massimo momento negativo sopportabile dal nodo. Questo valore serve unicamente a proporzionare l'estremità di sinistra della 1^a campata e quella di destra dell'ultima campata; ha poca influenza sul momento positivo max nelle due campate come si vedrà più avanti.

Il valore da introdurre come dato nell'elaboratore è la posizione del 1° punto fisso della prima campata (i_1) e del 2° punto fisso dell'ultima campata (i_n).

Il suo valore esatto, se i pilastri sono incastri elasticamente è dato dalla:

$$i_1 = \frac{1}{3 + \rho} \quad (1)$$

dove è:

$$\rho = \frac{h_s \times \mathcal{J}_s}{3b \times (\mathcal{J}_s \times h_i + h_s \times \mathcal{J}_i)} \times \frac{l_1}{6\mathcal{J}_1} \quad (2)$$

in cui:

- h_s ed \mathcal{J}_s indicano l'altezza ed il momento d'inerzia del pilastro superiore;
- h_i ed \mathcal{J}_i indicano l'altezza ed il momento d'inerzia del pilastro inferiore;
- l_1 ed \mathcal{J}_1 indicano la luce ed il momento d'inerzia della trave.

Nel caso che i pilastri inferiori e superiori siano uguali la (2) si semplifica in:

$$\rho = 1.2 \frac{h_p}{\mathcal{J}_p} \times \frac{l_1}{\mathcal{J}_1} = 1.2 \frac{\omega_1}{\omega_p} = 1.2 \rho_2 \quad (3)$$

dove

h_p ed \mathcal{J}_p indicano l'altezza ed il momento d'inerzia comune dei pilastri.

$\omega_1 = \frac{\mathcal{J}_1}{l_1}$ indica il peso elastico della trave;

ω_p indica il peso elastico del pilastro.

Nel caso che esista solo il pilastro inferiore è

$$\rho = 0.6 \frac{h_p}{\mathcal{J}_p} \times \frac{l_1}{\mathcal{J}_1} = 0.6 \frac{\omega_1}{\omega_p} = 0.6 \rho_1 \quad (4)$$

Nella tabella seguente sono riportati i valori di i_1 (k_n) nelle varie condizioni in funzione del momento max sopportabile dal nodo e/o dei valori di ρ_2 e ρ_1 delle formule (3) e (4); per tener conto della deformabilità del nodo si applica la (1) così trasformata:

$$i_1 = \frac{1}{3 + 3\rho} \quad (1 \text{ bis})$$

È opportuno notare che la presenza di uno sbalzo in testa o in coda ad una serie di travi continue non

varia in alcun modo le condizioni di vincolo, determina solo la condizione che il primo o l'ultimo momento negativo non può essere inferiore al momento dello sbalzo.

È ovvio che se la rigidità di alcuni nodi fosse molto elevata ($\rho_2 \leq 0,20$; $\rho_1 \leq 0,10$) sarà opportuno interrompere la trave continua e considerare il punto fisso relativo: i_1 ; (k_n) = 0.33 (vani scala, travi molto rigide in c. a.).

grado di incastro	valore limite di M	ρ_2	ρ_1	$i_1 - k_n$
debolissimo	$\frac{1}{36} pl^2$	2.333 + 1.777	1.166 + .888	0.1 + 0.12
debole	$\frac{1}{30} pl^2$	1.777 + 1.380	.888 + .690	0.12 + 0.14
medio	$\frac{1}{24} pl^2$	1.380 + .960	.690 + .480	0.14 + 0.17
efficiente	$\frac{1}{20} pl^2$.960 + .666	.480 + .333	0.17 + 0.20
buono	$\frac{1}{16} pl^2$.666 + .333	.333 + .167	0.20 + 0.25
perfetto	$\frac{1}{12} pl^2$.333 + 0.—	.167 + 0.—	0.25 + 0.33

SCHEMI DI CARICO.

Il sistema costruttivo con travi REP richiede che i carichi siano distinti a seconda di quando e di come agiscono.

I carichi che agiscono sulle travi saranno denominati come segue:

- i [kg/m] carichi uniformemente distribuiti agenti in prima fase sulla trave metallica semplicemente appoggiata alle estremità (1ª fase di carico, 1ª fase di calcolo).

Fra questi annotiamo:

- peso proprio trave REP 25-30 kg/m;
- peso getto calcestruzzo 125 kg/m;
- quota peso del solaio appoggiato sulla trave REP ($\frac{1}{2}$ peso solaio compreso tra trave REP e rompitratta provvisorio);
- $I_{1,2}$... [kg] Eventuali carichi concentrati agenti sulla trave REP prima del getto integrativo.

L'elaboratore è programmato solo per carichi uniformemente distribuiti per cui occorrerà trasformare i valori di $I_{1,2}$, ... in altrettanti carichi ripartiti $i'_{1,2}$, ... [kg/m] tali che ai fini del momento massimo

e/o del taglio abbiamo gli stessi effetti dei carichi concentrati corrispondenti.

Questa trasformazione va fatta di volta in volta sempre che sia possibile; nel caso contrario e quando il diagramma dei carichi abbia un andamento non assimilabile a quello uniformemente ripartito occorrerà calcolare a parte i valori di $i_s - i_t$ (cfr. pag. 15 - fig. 17) oppure il valore dei momenti e dai tagli da inserire nell'elaboratore al posto dei carichi.

- g [kg/m] carichi uniformemente distribuiti agenti sulle travi dopo il disarmo (2ª fase di carico - 2ª fase di calcolo);

- $G_{1,2}$... [kg] carichi concentrati agenti dopo il disarmo, anche questi vanno trasformati; come i precedenti in $g_{1,2}$, ... [kg/m];

- p [kg/m] sovraccarichi accidentali uniformemente distribuiti sulle travi;

- $P_{1,2}$... [kg] sovraccarichi concentrati che diventano $p'_{1,2}$, ... [kg/m] distribuiti secondo quanto detto dianzi.

Tutti i carichi di cui sopra possono essere sia positivi che negativi (es. perdita d'acqua per asciugamento solai e getti; casseforme appese alle travi etc.).

Sotto la voce *sovraccarichi* vanno messi solo quei carichi che vanno considerati a campate alterne in modo da indurre le massime caratteristiche della sollecitazione.

Schema riassuntivo dei carichi:

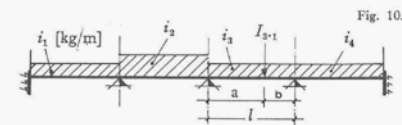


Fig. 10.

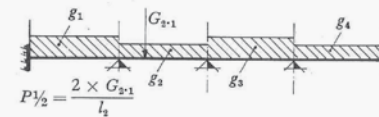
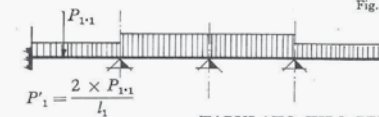


Fig. 11.



TABULATO TIPO PER IL CALCOLO DI TRAVI REP

7 28			.267	.21				
Ø			1.4	1.2	600	9500	1400	
101			6.2	5.8	600	2800	1400	
102			4.65	4.3	600	2800	1400	
T 101	H = 22	SEZ. 3	- 11776	-	2570	5368	3837	
	- 6 -	2 Ø 30	1 Ø 24/ 20		47.00	2143	1799	(11.3 1.7 14.6)
T 102	H = 22	SEZ. 2	- 7145	-	1414	3090	2640	
	- 2 -	2 Ø 22	1 Ø 22/ 20		42.58	1993	1622	(5.3 .9 5.7)
M Ø	(35)	- 10682	-	8449	5163	3286		
	2 Ø 16	2 Ø 30		81.60	1855	2054		
M 101	(35)	- 9675	-	8106	4953	3152		
	2 Ø 32	2 Ø 28		84.92	1830	2175		
M 102	(35)	- 3594	-	2129	1301	828		
	2 Ø 16	Ø 0 Ø		53.79	1310	2193		
L 101	114	60	104	60				
L 102	138	69	60	60				

ed in totale

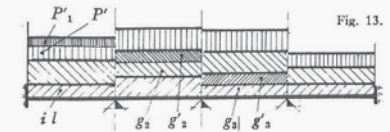


Fig. 13.

t [kg/m] somma di tutti i carichi gravanti su ogni trave ($t = i + i' + g + g' + p + p'$).

Per semplicità di linguaggio per ogni trave occorrerà dare i seguenti valori:

- carico 1ª fase $i_0 = i + i'$;
- carico totale t come sopra definito;
- % di $p + p'$ rispetto a t ($\frac{p + p'}{t} = l$);

prima di passare al calcolo vero e proprio occorrerà ancora scegliere il tipo di sezione resistente indicandone il numero; nonchè l'altezza desiderata della trave.

Tutti questi dati sono riportati sul tabulato fornito dall'elaboratore che qui è allegato a titolo esemplificativo:

CARATTERISTICHE ELASTICHE (n-n°) DELLE TRAVI E COEFFICIENTI DI VINCOLO DI ESTREMITA'

$\alpha_s = 7$ $28 = \alpha_D$ $i_s = 0.267$ $0.21 = k_D$

Ø N° TRAVI	h_T	h_D	i	i_{Tg}	p	
101	1.4	1.2	600	9500	1400	LUCI E CARICHI
101	6.2	5.8	600	2800	1400	
102	4.65	4.3	600	2800	1400	

Momenti positivi

1ª TRAVE		M_T	M_i	M_g	M_p
T 101	H = 22 SEZ. 3	- 11776	- 2570	5368	3837
- 6 -	2 Ø 30	1 Ø 24 / 20	47.00	2143	1799
$A_{f,i}$ (cfr TAB. 1)	A_f	ANIMA	σ_c	σ_t	σ_f
σ_c	σ_t	σ_f	σ_b	σ	σ_m
2ª TRAVE		M_T	M_i	M_g	M_p
T 102	H = 22 SEZ. 2	- 7145	- 1414	3090	2640
- 2 -	2 Ø 22	1 Ø 22 / 20	42.58	1993	1622
			(5.3	.9	5.7)

Momenti negativi

1) APPOGGIO		M_T [kgm]	M_R [kgm]	M_{Tg} [kgm]	M_{Rp} [kgm]
M Ø	(35)	- 10682	- 8449	5163	3286
2 Ø 16	2 Ø 30	81.60	1855	2054	
MONCONI SUPERIORI	MONC. INFERIORI	σ_c	σ_t	σ_f	
2) APPOGGIO		M_T	M_R	M_{Tg}	M_{Rp}
M 101	(35)	- 9675	- 8106	4953	3152
2 Ø 32	2 Ø 28	84.92	1830	2175	
3) APPOGGIO		M_T	M_R	M_{Tg}	M_{Rp}
M 102	(35)	- 3594	- 2129	1301	828
2 Ø 16	Ø Ø Ø	53.79	1310	2193	

L	101	114	60	104	60	l [cm] DALL'ASSE DEL PILASTRO
L	102	138	69	60	60	
	SINISTRA			DESTRA		

Il calcolo delle travi REP viene eseguito seguendo lo schema seguente:

- 1) Ricerca dei punti fissi incogniti.
- 2) Coefficiente di incastro elastico e relativi momenti negativi.
- 3) Momenti flettenti di 1ª fase.
- 4) Momenti positivi, taglio, verifiche di stabilità e di resistenza, abbassamenti.
- 5) Momenti negativi, verifiche di stabilità, calcolo dei monconi e relative verifiche di resistenza.
- 6) Lunghezza dei monconi.

Ricerca dei punti fissi incogniti.

Per una trattazione completa sulla teoria dei punti fissi si rimanda a:

E. Suter, *Method der Festpunkte*, Springer Verlag, Berlin; O. Belluzzi, *Scienza delle costruzioni*, Zanichelli, Bologna; A. Galli, *Scienza delle costruzioni*, Vol. II, Pironti, Napoli.

Adottando i simboli usati dal Suter, abbiamo:

per travi a sezione costante:

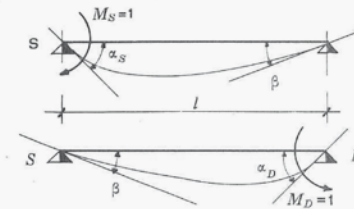


Fig. 14.

$$\alpha_S = \alpha_D = \frac{3EJ}{l}$$

è la rotazione dell'estremo S(D) di un'asta lunga l, avente il momento d'inerzia J, e costituita di un materiale con modulo elastico E, semplicemente appoggiata ai 2 estremi quando all'estremo S(D) agisce il momento M = 1.

$$\beta = \frac{l}{6JE} \quad (1)$$

è la rotazione dell'estremo D dell'asta di cui sopra quando agisce all'estremo S il momento M = 1 (lo stesso vale per l'altro estremo per il teorema di Maxwell).

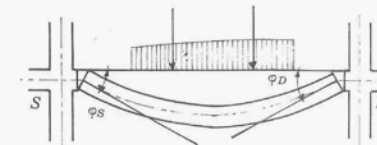


Fig. 15.

ϕ_S è la rotazione dell'estremo S dell'asta di cui sopra per effetto dei carichi esterni.

ϕ_D è la rotazione dell'estremo D dell'asta per effetto dei carichi esterni.

Nel caso di carico uniformemente distribuito p è

$$\phi_S = \phi_D = \frac{pl^3}{4EJ} \quad (2)$$

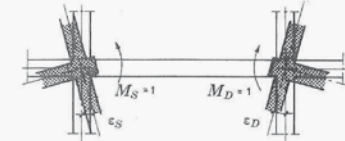


Fig. 16.

ϵ_S (ϵ_D) è la rotazione della sezione S(D) come appartenente al vincolo di sinistra (destra) sollecitata da $M_S = 1$ ($M_D = 1$).

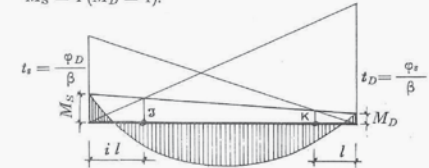


Fig. 17.

J e K sono i punti fissi dell'asta; essi sono indipendenti dal carico ma derivano solo dalle caratteristiche geometriche (J) ed elastiche (E) dell'asta nonché dalle sue condizioni di vincolo. Essi distano da S e D rispettivamente:

$$i = \frac{\beta}{\alpha_S + \beta + \epsilon_S} l \quad k = \frac{\beta}{\alpha_D + \beta + \epsilon_D} l$$

Nel caso di travi a sezione costante, essendo $\alpha_S = \alpha_D = 2\beta$ le formule precedenti si semplificano in:

$$i = \frac{1}{3 + \frac{\epsilon_S}{\beta}} \quad k = \frac{1}{3 + \frac{\epsilon_D}{\beta}} \quad (3)$$

come si vede i valori di i e k possono variare da $i = 0$ appoggio semplice ($\epsilon_D = \infty$) a $i = \frac{1}{3}$ incastro perfetto ($\epsilon_D = 0$).

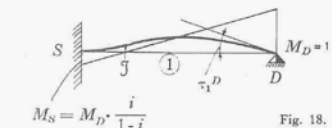


Fig. 18.

Nel caso di travi a sezione variabile lungo l'asse occorre determinare:

$$\alpha_S, \alpha_D, \beta, \phi_D, \phi_S$$

e, naturalmente, il valore di i può variare al di fuori del campo da 0 ad 1/3.

Come è evidenziato nella fig. 18 e come sarebbe facile dimostrare, il diagramma dei momenti del sistema illustrato si annulla nel punto J per cui la rotazione τ_1^D vale:

$$\tau_1^D = \beta \left(2 - \frac{i}{1-i} \right)$$

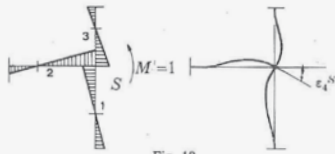


Fig. 19.

Nel caso di collegamenti in parallelo di più aste in un nodo vale la relazione:

$$\epsilon_1^S = \frac{1}{\frac{1}{\tau_1^D} + \frac{1}{\tau_2^D} + \frac{1}{\tau_3^D}}$$

o più generalmente:

$$\epsilon_1^S = \frac{1}{\sum \frac{1}{\tau_i^D}} \quad (4)$$

Nel caso di 2 aste (v. fig. 20) si semplifica in:

$$\epsilon_1^S = \frac{\tau_1^S \times \tau_2^S}{\tau_1^S + \tau_2^S} \quad (5)$$

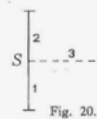


Fig. 20.

Nel caso, infine di travi continue è

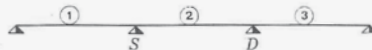


Fig. 21.

$$\epsilon_1^S = \tau_1^D = \beta_1 \cdot \left(2 - \frac{i_1}{1-i_1} \right) \quad (6)$$

Una volta noti i punti fissi attraverso i valori di i e k nonché le rotazioni φ_S e β si possono esprimere i coefficienti dei momenti di incastro elastico mediante le

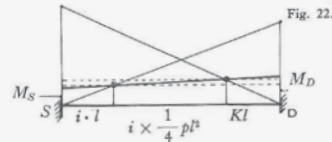


Fig. 22.

$$\varphi = \frac{1}{24} \frac{p l^3}{EJ} = \frac{1}{4} \frac{p l^3}{EJ}$$

$$M_S = \frac{i \times (1-2k)}{1-i-k} \cdot \frac{1}{4} \cdot p l^3$$

$$M_D = \frac{k \times (1-2i)}{1-i-k} \cdot \frac{1}{4} \cdot p l^3$$

Tutto ciò premesso nel caso delle travi REP (travi continue solidali coi pilastri esterni):

- 1) Si calcolano i valori di β per ogni asta.
- 2) Si stabilisce la rotazione ϵ del primo estremo di sinistra (appoggio semplice $\epsilon = 0$ $i = 0$, incastro perfetto $\epsilon = \infty$ $i = \frac{1}{3}$ oppure si fissa ad arbitrio un valore intermedio).
- 3) Noto ϵ_1 si determina i_1 , e τ_1^D (l'indice si riferisce al numero dell'asta, l'apice al nodo).
- 4) Da τ_1^D , si calcola ϵ_2^S e, conseguentemente i_2 e così via fino all'ultima asta.

Partendo poi da ϵ_n^S e, procedendo da destra verso sinistra si determinano via via $k_n \dots k_1$.

5) Noti i punti fissi di tutte le aste si determinano i valori di:

$$\mu_1^S = \frac{i_1(1-2k)}{1-i_1-k_1} \cdot \frac{1}{4} \quad \mu_1^D = \frac{k_1(1-2i_1)}{1-i_1-k_1} \cdot \frac{1}{4} \quad (7)$$

per tutte le aste.

Calcolo delle caratteristiche della sollecitazione.

Per ogni trave.

1) Si calcola il valore del momento agente sulla trave metallica in 1ª fase M_i che è dato da:

$$M_{in} = \frac{1}{8} i_n \times l_{gn} \times l_{Tn} \quad (8)$$

2) Si calcolano i valori dei momenti di incastro elastico:

$$M_{gn}^S = \mu_n^S \times g_n \times l_{gn}^2; \quad M_{gn}^D = \mu_n^D \times g_n \times l_{gn}^2 \quad (9)$$

$$M_{pn}^S = \mu_n^S \times p_n \times l_{gn}^2; \quad M_{pn}^D = \mu_n^D \times p_n \times l_{gn}^2 \quad (10)$$

nel calcolo di tali momenti si adopera la luce netta al posto della luce teorica per tener conto del fatto

che il carico che produce momenti insiste solo sulla luce netta, e per tener conto di una certa cedevolezza del nodo. I momenti positivi, per compensare questa riduzione sono, come vedremo più avanti, affetti dal coefficiente $\left(\frac{l_{Tn}}{l_{gn}} \right)^2$

3) Si trova l'ascissa x , a meno di l , della sezione dove si ha il massimo valore del momento positivo nella condizione di carico solo sulla campata in esame mediante la:

$$x_n = 0,5 + \mu_n^S - \mu_n^D$$

e si calcolano i momenti agenti

$$M_i = i x_n \times (1-x) \times P_{gn} \quad (11)$$

$$M_{gn} = \left(\frac{x_n^2}{2} - \mu_n^S \right) \times g \times l_{Tn}^2 \times \left(\frac{l_{Tn}}{l_n} \right)^2 - M_{D_{gn-1}} \times [x_n - i_n(1-x_n)] \quad (12)$$

$$- M_{S_{gn+1}} [(1-x_n) - k_n \times x_n]$$

$$M_{pn} = \left(\frac{x_n^2}{2} - \mu_n^S \right) \times p_n \times l_{Tn}^2 \times \left(\frac{l_{Tn}}{l_n} \right)^2 \quad (13)$$

con la limitazione che deve essere:

$$M_{gn} \leq \frac{g l_{Tn}^2}{18} \cdot \left(\frac{l_{Tn}}{l_n} \right)^2 \quad (14)$$

Verifiche di stabilità e resistenza.

1) Deve essere verificata la condizione in cui la sollecitazione di taglio non superi quella ammissibile. (UNI 10016-68) mediante la:

$$\tau_{max} = \frac{T}{b \times H^*} = \frac{(p_n + g_n) \times l_{gn}}{2 \times b \times H_{Rn}} \leq \tau_{amm} \quad (15)$$

dove b è la larghezza in cm della trave REP; H_{Rn} è l'altezza della trave REP in cm (l'altezza della trave mista è $H_{Rn} + 2$).

Nel caso di calcolo con elaboratore, questi è programmato in modo che se tale condizione non è verificata stampa «sezione insufficiente per il taglio»; per continuare il calcolo bisogna variare l'altezza della trave, o la larghezza del calcestruzzo agli estremi.

2) Dimensionamento dell'anima.

Il passo dell'anima (v. fig. 23) è $\delta = \frac{H_{Rn}}{2}$:

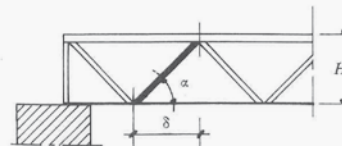


Fig. 23.

con le seguenti limitazioni

$$20 < \delta < 60 \text{ cm.}$$

Tutto lo sforzo di taglio deve essere assorbito dall'anima. La sezione metallica necessaria è composta da 2 parti:

— la prima serve ad assorbire il carico iniziale e vale:

$$a_{if} = \frac{T}{\sin \alpha \cdot \sigma_{amm}} = \frac{i l_{gn}}{2} \frac{1}{\sin \alpha \cdot \sigma_{amm}} \quad (16)$$

— la seconda serve ad assorbire lo sforzo di scorrimento:

$$S = (p_n + g_n) \times \frac{l_{gn}}{2} \times \frac{\delta}{H_R} \quad (17)$$

e, poiché il ferro è inclinato di α rispetto all'asse della trave, è:

$$a_f' = \frac{S}{\sigma_f} \cdot \cos \alpha \quad (18)$$

in totale perciò la sezione del 1° elemento inclinato dell'anima è:

$$A_s = a_{if} + a_f' = \left(S \cos \alpha + \frac{i l_{gn}}{2 \sin \alpha} \right) \frac{1}{\sigma_{amm}} \quad (19)$$

Occorre adesso verificare al carico di punta la seconda asta inclinata per effetto dei carichi iniziali.

Detta asta è indicata in neretto nella fig. 23.

Il carico agente su di essa è:

$$R = \frac{i l_{gn}}{2} \cdot \frac{l_{gn} - 2 \times \delta}{l_{gn}} \frac{1}{\sin \alpha} \quad (20)$$

la sua lunghezza libera d'inflessione è:

$$\lambda = \frac{\delta}{\cos \alpha} \quad (21)$$

Applicando la formula di Eulero ed assumendo per il carico ammissibile 1/4 del carico critico, il diametro minimo del tondo costituente l'anima è:

$$d = \sqrt[4]{\frac{256 \times P \times \lambda^2}{\pi^3 \times E}} \quad (22)$$

A questo punto si confronta il valore ottenuto dalla (22) con quello che si può ricavare dalla (19):

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s}{\pi}} \quad (23)$$

e si assume il maggiore fra i 2.

Se il valore di d dovesse risultare maggiore di 32 si dimezza il carico P nella (19) ed A_s nella (20) e si dispongono 2 tonde affiancati.

Se la lunghezza libera d'inflessione supera i 60 cm si dispongono dei tonde longitudinali e trasversali in modo da limitare λ a 60-70 cm.

Se il valore di ϵd è minore di $\varnothing 24$ mm si tiene costante per tutta la trave se, invece è maggiore si riduce in funzione del diagramma del taglio.

Verifica del corrente superiore.

La trave REP in prima fase è una trave inflessa sottoposta al momento iniziale M_i (8); la prima verifica da fare è quella dello svergolamento laterale.

Si adopera la formula di Eulero con un grado di sicurezza = 4 e dove per:

— lunghezza libera d'inflessione si assume la metà della luce teorica della trave.

— il valore dello sforzo massimo di compressione la metà dello sforzo massimo secondo quanto previsto dalle norme UNI 10011-67

Pertanto si ha:

$$\frac{M}{2H} = \frac{1}{4} \frac{\pi^2 E J}{l^2} \quad (24)$$

che risolta rispetto a J da:

$$J = \frac{P M}{2 \cdot \pi^2 E H} \quad (25)$$

Noto il valore di J si cerca nella tabella 6 (pag. 26) quale è la sezione minima del corrente superiore.

Ultimate queste verifiche preliminari si può procedere alla verifica della sezione mista.

Questa è sottoposta all'azione del ritiro impedito, a quella della viscosità del calcestruzzo, oltre che ai momenti: M_i dovuti al carico iniziale, M_g dovuti ai carichi fissi e M_p dovuti ai sovraccarichi accidentali.

La sezione della trave mista è quella prevista dall'inizio del calcolo e le cui caratteristiche geometriche sono riportate nella tabella 5 (pag. 26).

Prima di procedere alla verifica di resistenza bisogna fissare le dimensioni approssimate dal corrente inferiore mediante la:

$$A_{fi} \approx \frac{M_i + M_g + M_p}{H \times (\sigma_{am} + 300)} \quad (26)$$

dove 300 kg/cm^2 rappresenta, sempre in modo approssimato, il valore della sollecitazione di compressione dovuta al ritiro. Per il corrente superiore si assume una sezione pari almeno a $A_{fi} = \frac{A_{fi}}{3}$

Si cerca nella tabella 1 (pag. 23) il valore immediatamente superiore e lo si assume per armatura inferiore che chiameremo A_{fi} .

A questo punto dei calcoli dalle tabelle 1, 2, 5, 6 direttamente o con semplici trasformazioni si conoscono:

per la sezione in calcestruzzo:

- A_c = area totale;
- H_c = altezza totale ($H_c = H_R + 2 \text{ cm}$);
- S_c = momento statico rispetto al bordo superiore;
- Y_{c0} = distanza del baricentro dal bordo superiore;
- J_c = momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico.

per la sezione in ferro:

- A_{fs} = corrente superiore;
- a_s = sezione dell'anima.
- A_{fi} = corrente inferiore;
- $A_{ft} = A_{fs} + A_{fi}$;
- H' = $H - b$ (cfr. tabella 3) distanza tra i centri di compressione e di trazione.
- Y'_{of} = $c \cdot H'$ (cfr. tabella 3) distanza del baricentro dall'asse del corrente superiore;
- h' = distanza dal bordo compresso della trave mista del centro del corrente superiore;
- $Y_{of} = Y'_{of} + h'$ = distanza b.s. dal baricentro della sezione metallica.
- J_f = momento d'inerzia baricentrico della sezione metallica.

Pertanto si può passare al calcolo delle varie componenti delle sollecitazioni, bordo sup. calcestruzzo

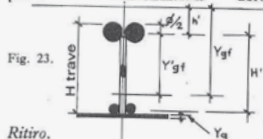


Fig. 23.

Ritiro. Il fenomeno viene assimilato ad un abbassamento di temperatura variabile da 10 a 20 °C a seconda della % di armatura. Contrariamente a quello che si fa nel calcolo del ritiro nei telai, in questo caso quanto maggiore è la % di ferro tanto maggiore sarà l'effetto del ritiro.

La forza di trazione è data dalla (cfr. CNR-UNI 10016-68).

$$F = \alpha \Delta_t E_s A_s \quad (27)$$

che, assegnando ai vari simboli i valori corrispondenti:

- $\alpha = 0.000012$;
- $\Delta_t = 20 \text{ }^\circ\text{C}$;
- $E_s = 210.000 \text{ kg/cm}^2$;
- $n = \frac{E_s}{E_c} = 10$

si semplifica nella:

$$F = 50.4 \times A_s \quad (28)$$

Tale forza agisce in corrispondenza del baricentro della sezione di calcestruzzo. Occorre determinare adesso la posizione del baricentro della sezione mista omogeneizzata:

$$y_T = \frac{10 \times A_{ft} \times y_{of} + S_c}{10 \times A_{ft} + A_c} \quad (29)$$

per il momento d'inerzia baricentrico:

$$J_T = J_c + A_c \times (y_T - y_c)^2 + 10 \times [J_f + A_{ft} (y_{of} - y_T)^2] \quad (30)$$

L'azione del ritiro sulla sezione mista si completa con il momento:

$$M_R = F \times (y_T - y_c) \quad (31)$$

Le sollecitazioni valgono:

— per il calcestruzzo:

$$\sigma_{OR} = - \frac{F}{A_c} + \frac{F}{10A_{ft} + A_c} + \frac{M_R \cdot y_T}{J_T} \quad (32)$$

— per il ferro compresso:

$$\sigma'_{fR} = 10 \times \left(\frac{F}{10A_{ft} + A_c} + \frac{M_R (y_T - h')}{J_T} \right) \quad (33)$$

— per il ferro teso:

$$\sigma_{fR} = 10 \times \left(\frac{F}{10A_{ft} + A_c} - \frac{M_R (H_c - y_T)}{J_T} \right) \quad (34)$$

il segno — indica trazione.

Carichi iniziali.

Il momento M_i agisce solo sulla trave metallica per cui si hanno solo:

$$\sigma'_{fi} = \frac{M_i \times Y'_{of}}{J_f} \quad (35)$$

e

$$\sigma_{fi} = - \frac{M_i \times (H' - Y'_{of})}{J_f} \quad (36)$$

Della verifica allo svergolamento laterale del corrente superiore si è già detto; nella determinazione della componente della sollecitazione dovuta ai carichi iniziali non si deve tener conto di carichi di punta in quanto allorché agiscono gli altri carichi, il corrente superiore è immerso nel calcestruzzo e non può subire deformazioni laterali.

Carichi fissi.

Le sollecitazioni indotte dai carichi fissi devono tener conto della «ridistribuzione a tempo infinito delle tensioni nella sezione composta conseguente alle deformazioni viscosse del conglomerato» che (secondo quanto previsto nelle norme CNR UNI 10016-68) può essere valutata considerando convenzionalmente, nella determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione, il rapporto $n^* = n(1 + \chi \varphi \infty)$.

I coefficienti χ e $\varphi \infty = \frac{\epsilon \cdot v \infty}{g^*}$ (dipendenti il primo dall'età del calcestruzzo all'atto dell'applicazione del carico e il secondo dalle condizioni di stagionatura) sono indicati nel punto 6 della CNR UNI 10012-67 «Ipotesi di carico sulle costruzioni».

Per le strutture composte si raccomanda di assumere, di regola, per il prodotto $\chi \varphi \infty$ i seguenti valori:

- $\chi \varphi \infty = 1$ per stagionatura in atmosfera umida
- $\chi \varphi \infty = 2$ per stagionatura in atmosfera normale
- $\chi \varphi \infty = 3$ per stagionatura in atmosfera secca.

Gli effetti di viscosità possono essere trascurati per travi che presentano sezioni trasversali con rapporto:

$$\frac{J_c/n}{J_s} \leq 0.01$$

Nel caso delle travi REP il valore del rapporto suddetto è sempre > 0.1 .

Per quanto concerne i valori del modulo di elasticità si riporta quanto prescritto nella summenzionata norma.

«Il valore del modulo di elasticità E_s dell'acciaio della trave e dell'eventuale armatura longitudinale della soletta viene assunta pari a $2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.

Il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo e ricavabile assumendo i seguenti valori del rapporto

- $n = \frac{E_s}{E_c}$
- $n = 5$ per calcestruzzo di classe R 600
- $n = 6$ per calcestruzzo di classe R 450
- $n = 7$ per calcestruzzo di classe R 350
- $n = 8$ per calcestruzzo di classe R 250.

Il numero che dà il nome alla classe esprime la resistenza minima a compressione su provini cubici a 28 giorni, in kg/cm^2 .

Il valore di n^* assunto nei calcoli è riportato nella prima riga del tabulato (pag. 13-14).

Tutto ciò premesso, trovandoci di fronte ad una sezione come indicata in figura, poichè l'asse neutro taglia la costola della sezione a T

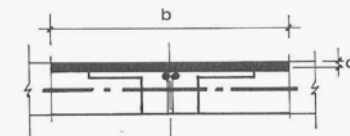


Fig. 24

si può, a tutto vantaggio della stabilità, considerare:

$$W_c = A'_c \times (H' + h' - d) \quad (37)$$

I valori di A'_c e di « d » sono indicati per tutte le sezioni nella tabella 5, pag. 26.

Ed ancora:

$$W_s = W_c + A'_{f'} \times n^* \times H' \quad (38)$$

dove il significato dei simboli è quello già precedentemente detto.

Pertanto è:

$$\sigma_{og} = \frac{M_g}{W_s} \quad (39)$$

e, considerando uniforme la ripartizione delle sollecitazioni di compressione:

$$\sigma'_{fs} = n^* \sigma_{og} \quad (40)$$

infine la sollecitazione del ferro teso si ottiene dall'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$\sigma_{tg} \times A_e + \sigma'_{fR} \times A'_f = \sigma_f \times A_f$$

per cui si ha:

$$\sigma_{tg} = - \frac{\sigma'_{fR} \cdot A_e + \sigma'_{fR} \cdot A'_f}{A_f} \quad (41)$$

Sovraccarichi accidentali.

In questo caso vale tutto quanto detto per i carichi fissi con la sola differenza che trattandosi di carichi istantanei occorrerà sostituire n^* con n che, come detto di sopra, varia da 5 a 8.

Pertanto si ha:

$$W_{sp} = A_c \cdot (H' + h' - d) + n A_f H' \quad (42)$$

e

$$\begin{aligned} \sigma_{ep} &= \frac{M_p}{W_{sp}} \\ \sigma'_{fR} &= n \times \sigma_{ep} \\ \sigma_f &= - \frac{\sigma_{ep} A_e + \sigma'_{fR} \times A'_f}{A_f} \end{aligned} \quad (43)$$

È ovvio che nel caso non si voglia tener conto dei fenomeni viscosi basterà porre $n = n^*$.

Le sollecitazioni finali si ottengono facendo la somma algebrica di quelle già trovate e precisamente:

$$\begin{aligned} \sigma_e &= \sigma_{eR} + \sigma_{tg} + \sigma_{ep} \\ \sigma'_f &= \sigma'_{fR} + \sigma'_{fI} + \sigma'_{fR} + \sigma'_{fD} \\ \sigma_f &= \sigma_{fR} + \sigma_{fI} + \sigma_{fR} + \sigma_{fD} \end{aligned} \quad (44)$$

Occorre notare che σ_{fR} e quasi sempre σ_{eR} sono di segno opposto alle altre.

A questo punto se è verificata per tutte le sollecitazioni la condizione:

$$\sigma_{eRn-1} + \sigma_{eR} \leq \sigma_{amm} \quad (45)$$

si possono considerare eseguite tutte le verifiche; nel caso invece che tale condizione non sia verificata per una, due o tutte e tre le σ occorrerà iterare il procedimento variando:

- il tipo di sezione resistente (A_e);
- la sezione del corrente superiore (A'_f);
- la sezione del corrente inferiore (A_f) fino a quando la condizione espressa nella (45) è soddisfatta.

Per completare il calcolo delle travi in mezzeria occorre ancora determinare i valori degli abbassamenti.

Abbassamenti della trave metallica sottoposta ai carichi iniziali.

In questo caso si tratta di una trave semplicemente appoggiata per cui è:

$$\eta_f = \frac{5}{384} \frac{il^4}{E_f J_f}$$

od anche:

$$\eta_f = \frac{1}{96} \frac{M_{if} l^3}{E_f J_f} \quad (45)$$

oppure, fatte le opportune semplificazioni dimensionali:

$$\eta_f [\text{mm}] = \frac{M [\text{kgm}] \times l_0^3 [\text{m}^3]}{2 \times J_f [\text{cm}^4]} \quad (46)$$

Abbassamento di collaudo.

Nel caso di carico solo sulla campata in esame la formula diventa:

$$\eta_e = \frac{pl_0^4}{E_c J_{Tn}} \left(\frac{5}{384} - \frac{\mu_n^S + \mu_n^D}{16} \right) \quad (47)$$

dove μ_n^S e μ_n^D sono i coefficienti espressi dalla (7) e già calcolati in precedenza.

Il calcolo è fatto per $p = 1 \text{ t/m} = 10 \text{ kg/cm}$; allora la (47), con le opportune semplificazioni dimensionali, diventa:

$$\eta_e [\text{mm}] = 47.61 \frac{l_{0n}^4 [\text{m}^4] \times n}{J_{Tn} [\text{cm}^4]} \left(1.302 - \frac{\mu_n^S + \mu_n^D}{0.16} \right) \quad (48)$$

È ovvio che occorrerà prima determinare y_{Tn} e J_{Tn} adoperando le (29) e (30) e sostituendo a 10 il valore di n .

Questo valore moltiplicato per il carico « p », espresso in t/m , realmente agente sulla trave in sede di collaudo dà il valore della freccia in mezzeria ($\eta = \eta_e \times p$).

Abbassamento dovuto ai carichi fissi.

Per tener conto delle deformazioni viscosi occorrerà considerare:

$$E_e = \frac{E_t}{n^*}$$

la formula in questo caso è:

$$\eta_p = \frac{n^*}{E_f J_{Tn}} \left(\frac{5}{384} g l^4 - \frac{M_{gn}^S + M_{gn}^D}{16} \right) \quad (49)$$

Anche in questo caso occorrerà prima determinare Y_{Tn}^* ed J_{Tn}^* con le (29) e (30) e poi calcolare il valore di η_p con la

$$\begin{aligned} \eta_p [\text{mm}] &= 0.476 \frac{l_{0n}^4 [\text{m}^4] \times n^*}{J_{Tn}^* [\text{cm}^4]} \\ &\cdot \left(g [\text{kg/m}] \times l_0^3 [\text{m}^3] \times 1.302 - \frac{M_{gn}^S + M_{gn}^D [\text{kgm}]}{0.16} \right) \quad (50) \end{aligned}$$

La monta da dare alla trave REP perchè, a carichi fissi totalmente agenti ed a fenomeni viscosi esauriti, risulti con l'asse perfettamente rettilineo è:

$$\eta_m = \eta_f + \eta_p \quad (51)$$

Momenti negativi.

Per ogni trave sono stati determinati mediante le (9) e (10) i momenti di incastro elastico.

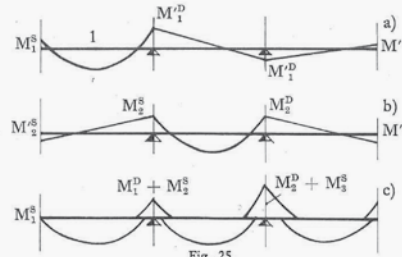


Fig. 25.

Per ottenere il valore del momento minimo su ogni appoggio si dovrebbe fare la somma algebrica non solo dei momenti di incastro delle 2 campate adiacenti al nodo ma anche di tutti i momenti M' , M'' (v. fig. 25) indotti dai carichi fissi che agiscono contemporaneamente su tutte le campate.

Avendo usato la luce netta al posto della teoria nella determinazione dei momenti d'incastro, sarà trascurato l'effetto dei momenti di trasferimento M' ed M'' .

Pertanto il valore del momento minimo su ogni appoggio è:

$$M_n = M^D_{pn-1} + M^S_{pn} + M^D_{pn-1} + M^D_{pn} \quad (51)$$

senza alcuna limitazione tranne che in presenza di uno sbalzo iniziale o finale. In tal caso sarà assunto come momento minimo il maggiore in valore assoluto fra:

$$M_0 = |M^S_{p1}| + |M^S_{p1}|$$

$$M_{Sb} = \left| \frac{(i_1 + p_1 + g_1) \times l_{Tsb}^3}{2} \right|$$

lo stesso vale per lo sbalzo finale.

In presenza di uno sbalzo occorre verificare la trave REP al momento dovuto ai carichi iniziali.

$$M_t = \left| \frac{il_p^3}{2} \right| \quad (52)$$

Sull'appoggio il piatto inferiore delle travi REP si riduce, di norma, a 100×6 per cui la sezione resistente è formata dal corrente superiore della 1ª trave e dal piatto 100×6 inferiore.

Occorre controllare che la sollecitazione nel corrente superiore risulti minore di quella ammissibile; verificare al carico di punta, applicando sempre la formula di Eulero con un grado di sicurezza = 4, il piatto 100×6 con una lunghezza libera d'inflessione pari al passo dell'anima δ di cui già detto in precedenza.

Nel caso che la sollecitazione risulti insufficiente occorrerà integrare la sezione del piatto 100×6 con 2 tondi saldati in modo di aumentare il momento d'inerzia fino a che siano verificate le due condizioni.

$$\begin{aligned} \sigma &\leq \sigma_{amm} \\ \sigma &\leq \frac{\sigma_{GRK}}{4} = \frac{\pi^2 E_p^2}{48^2} \quad (53) \end{aligned}$$

Una volta determinati i valori dei momenti agenti nella sezione di mezzeria degli appoggi e dopo aver controllato, se necessario, la stabilità delle travi in prima fase nel caso di sbalzi si procede alle verifiche di resistenza delle varie travi a filo pilastro come previsto dalle norme vigenti.

Si possono prevedere 2 casi:

- 1) le due travi adiacenti hanno altezze diverse

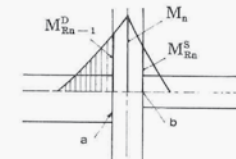


Fig. 26.

in tal caso sono verificate le 2 sezioni:

- a) estremo destro della campata ($n-1$) esima sottoposta all'azione del momento M^D_{Rn-1} ;
- b) estremo sinistro della campata n esima sottoposta all'azione del momento M^S_{Rn} .

- 2) Le due travi adiacenti hanno la stessa altezza (v. fig. 27)

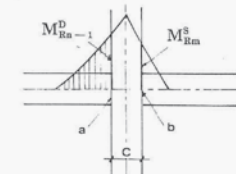


Fig. 27.

in tal caso viene verificata la sezione dove M_R ha il maggior valore assoluto.

Riduzione del momento a filo pilastro.

La riduzione vale:

$$m = \frac{(p_n + g_n) \times l_{Tn}}{2} \times \frac{c_n}{2} \quad (54)$$

dove « C » è la dimensione del pilastro.

È ovvio che la verifica va fatta dalla parte, sinistra o destra, dove m ha il valore minore. Per comodità si considera di verificare la sezione B (estremo sinistro della campata nesima).

Il momento trovato con la (51) è composto da 2 parti:

$$M_n = M^D_{pn-1} + M^S_{pn} + M^D_{pn-1} + M^S_{pn} = M_{pn} + M_{pn}$$

I momenti ridotti sono:

$$M_{R2n} = M_{pn} - \frac{g_n \cdot l_{Tn}}{2} \cdot \frac{c}{2} \quad (55)$$

$$M_{Rpn} = M_{pn} - \frac{p_n \cdot l_{Tn}}{2} \cdot \frac{c}{2}$$

e sono quelli adoperati per le verifiche.

Sezione resistente.

La sezione resistente è quella indicata in figura ed è una sezione in calcestruzzo con: b = larghezza del piatto + 10 cm; h_e = altezza trave REP + 2 cm.

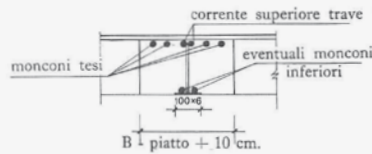


Fig. 28.

Per le armature le sezioni resistenti sono diverse a seconda delle caratteristiche della sollecitazione come si vedrà in seguito.

La sezione approssimata dei monconi superiori è data da:

$$A_f = \frac{M_{Rn} + M_{Rp}}{H' \times (\sigma_{am} + 300)} \quad (56)$$

da questa va dedotta la sezione del corrente superiore della trave nel caso che sia passante (sbalzo).

Le componenti della sollecitazione sono anche in questo caso:

- Ritiro
- Carichi fissi
- Sovraccarichi accidentali.

Ritiro.

Le sezioni resistenti hanno le seguenti caratteristiche:

- Calcestruzzo:

$$A_c = B \times H_c$$

$$y_c = H_c/2$$

$$S_c = \frac{B H_c^3}{6}$$

$$J_c = \frac{b H_c^4}{12}$$

- Ferro:

$A_{fT} = A_f$ sezione monconi (cfr. 56) + (A_{f1}). Corrente superiore;

$H' = H_c - h'$

$h' =$ trascurabile

$$y_f = \frac{(A_f + A_{f1}) \times h'}{A_{fT}}$$

$$J_f = (A_f + A_{f1}) \times Y'_{OF} + A_{f1}(H' - Y'_{OF})^2;$$

$h' =$ trascurabile

$n = 10$

$$y_T = \frac{A_{fT} \times y_f + S_c}{10A_{fT} + A_c}$$

$$J_T = J_c + A_c \times (y_T - y_c)^2 + 10[J_f + A_{fT}(y_T - y_f)^2]$$

$$F = 50.4 \times A_c$$

$$M = F \times \left(\frac{H_c}{2} - y_T \right)$$

$$\sigma_{eR} = -50.4 + \frac{F}{10A_{fT} + A_c} + \frac{M_R \cdot y_T}{J_T}$$

$$\sigma'_{fR} = 10 \times \left(\frac{F}{10A_{fT} + A_c} + \frac{M_R(Y_T - h')}{J_T} \right) \quad (57)$$

$$\sigma_{fR} = 10 \times \left(\frac{F}{10A_{fT} + A_c} - \frac{M_R(H_c - y_T)}{J_T} \right)$$

Carichi fissi.

Sezioni resistenti:

Calcestruzzo: come per il ritiro.

Ferro:

A_f = area monconi tesi (56)

$H' = H_c - h'$

$A_{f1} = 100 \times 6$ + eventuali monconi compressi

$h' =$ trascurabile

$n^* =$ cfr. § analogo pag. 19.

si applicano le normali formule della sezione rettangolare a doppia armatura per cui si ha:

$$x_1 = \frac{n^* A_{fT}}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(A_f h' + A_{f1} h')}{n^* A_{fT}^2}} \right)$$

e:

$$\sigma_{ep} = \frac{M_{Rpn}}{\frac{b \times x_1}{2} \left(H - \frac{x_1}{3} \right) + n^* A_{f1} \times H' \frac{x_1 - h'}{x_1}}$$

$$\sigma'_{fp} = n^* \sigma_c \frac{x_1 - h'}{x_1}$$

$$\sigma_{fp} = n^* \sigma_c \frac{H - x_1}{x_1}$$

Sovraccarichi.

Sezioni resistenti come per i carichi fissi.

n cfr. § analogo a pag. 19.

e quindi:

$$x_2 = \frac{n A_{fT}}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bH(A_f h' + A_{f1} h')}{n A_{fT}^2}} \right)$$

e:

$$\sigma_{ep} = \frac{M_{Rpn}}{\frac{b x_2}{2} \left(H - \frac{x_2}{3} \right) + n A_{f1} \times H' \frac{x_2 - h'}{x_2}}$$

$$\sigma'_{fp} = n \sigma_{cp} \cdot \frac{x_2 - h'}{x_2}$$

$$\sigma_{fp} = n \sigma_{cp} \frac{H - x_2}{x_2}$$

In totale:

$$\sigma_e = \sigma_{eR} + \sigma_{ep} + \sigma_{ep}$$

$$\sigma'_f = \sigma'_{fR} + \sigma'_{fp} + \sigma'_{fp}$$

$$\sigma_f = \sigma_{fR} + \sigma_{fp} + \sigma_{fp}$$

Nel caso che per tutte le sollecitazioni valga la $\sigma \leq \sigma_{amm}$ (45)

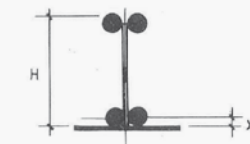
si può considerare completato il calcolo; nel caso che tale condizione non sia verificata per una, due o tutte e tre le σ occorrerà iterare il procedimento variando la larghezza della sezione, la sezione dei monconi inferiori (A'_{f1}) o quella dei monconi superiori fino a quando la condizione espressa della (45) sia verificata.

TABELLA 1 - CORRENTE INFERIORE

indice	cm²	sezione	Yg	y	peso
1	15	250 × 6	.3	.45	12.010
2	18.077	250 × 6 + 2 ∅ 14	.124	3.362	13.044
3	20.086	250 × 6 + 2 ∅ 18	-.013	6.891	14.085
4	22.598	250 × 6 + 2 ∅ 22	-.183	12.499	15.657
5	25.613	250 × 6 + 2 ∅ 26	-.251	15.262	17.528
6	29.130	250 × 6 + 2 ∅ 30	-.591	31.509	19.922
7	33.463	250 × 6 + 3 ∅ 28	-.637	33.420	23.087
8	39.115	250 × 6 + 3 ∅ 32	-.871	49.277	27.443
9	42.300	330 × 10 + 2 ∅ 24	.13	26.518	33.200
10	58.379	330 × 10 + 3 ∅ 32	-.36	79.963	44.131
11	74.458	330 × 12 + 4 ∅ 32	-.365	111.26	53.778
12	100.192	500 × 12 + 5 ∅ 32	-.282	139.449	74.5

TABELLA 2 - CORRENTE SUPERIORE

	cm²	peso
2 ∅ 18	5.086	4.11
2 ∅ 20	6.28	5.078
2 ∅ 22	7.598	6.142
2 ∅ 24	9.043	7.310
2 ∅ 26	10.613	8.582
2 ∅ 28	12.308	9.952
2 ∅ 30	14.130	11.424
2 ∅ 32	16.077	12.998
3 ∅ 28	18.463	14.928
3 ∅ 30	24.115	19.498
3 ∅ 32	21.195	17.138
3 ∅ 34	27.223	22.012
3 ∅ 36	30.520	24.678
3 ∅ 40	37.680	30.466

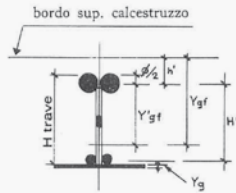


y_g è la distanza del baricentro della sezione metallica da filo superiore del piatto. È negativa se verso l'alto.

TABELLA 3 - VALORI CARATTERISTICI

G _i \ C _x	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2 Ø 18	20.08 .6 .747 16.12											
2 Ø 20	21.28 .7 .705 17.08	24.35 .876 .742 18.12	26.36 1.13 .762 19.13									
2 Ø 22	22.59 8 .664 18.15	25.67 .976 .704 19.18	27.68 1.113 .725 20.19	30.19 1.283 .748 21.79	33.21 1.351 .771 23.67							
2 Ø 24	24.04 .9 .623 19.32	27.12 1.076 .666 20.35	29.12 1.213 .689 21.36	31.64 1.383 .714 22.69	34.65 1.451 .739 24.83	38.17 1.791 .763 27.23						
2 Ø 26	25.61 1.0 585 20.59	28.69 1.176 .630 21.62	30.69 1.313 .654 22.63	33.21 1.483 .680 24.23	36.22 1.551 .707 26.11	39.74 1.891 .732 28.50	44.07 1.937 .759 31.66					
2 Ø 28	27.30 1.1 .549 21.96	30.38 1.276 .595 22.99	32.39 1.413 .620 24.00	34.90 1.583 .647 25.60	37.92 1.651 .675 27.48	41.43 1.991 .703 29.87	45.77 2.037 .731 33.03	51.42 2.271 .760 37.39				
2 Ø 30	29.13 1.2 .514 23.43	32.20 1.376 .561 24.46	34.21 1.513 .587 25.47	36.72 1.683 .615 27.08	39.74 1.751 .644 28.95	43.26 2.091 .673 31.34	47.59 2.137 .703 34.51	53.24 2.371 .735 38.86	56.43 1.37 .749 44.62			
2 Ø 32	31.07 1.3 .482 25.00	34.15 1.476 .529 26.04	36.16 1.613 .555 27.05	38.67 1.783 .584 28.65	41.69 1.851 .614 30.52	45.20 2.191 .644 32.92	49.54 2.237 .675 36.08	55.19 2.471 .724 40.44	58.37 1.47 .784 46.19	74.45 1.96 .801 57.12		
3 Ø 28		36.54 1.276 .494 27.97	38.54 1.413 .521 28.98	41.06 1.583 .550 30.58	44.07 1.651 .581 32.45	47.59 1.991 .612 34.85	51.92 2.037 .644 38.01	57.57 2.271 .679 42.37	60.76 1.76 .696 48.12	76.84 1.965 .759 59.09	92.92 1.765 .801 88.70	
3 Ø 30			41.28 1.513 .486 31.19	43.79 1.683 .516 32.79	46.80 1.751 .547 34.66	50.32 2.091 .578 37.06	54.65 2.137 .612 40.22	60.31 2.371 .648 44.58	63.49 1.37 .666 50.33	79.57 1.86 .733 61.26	95.65 1.865 .778 70.91	
3 Ø 32				46.71 1.783 .483 35.15	49.72 1.851 .515 37.02	53.24 2.191 .547 39.42	57.57 2.237 .581 42.58	63.23 2.471 .618 46.94	66.41 1.47 .636 52.69	82.49 1.96 .707 73.27	98.57 1.965 .755 93.99	124.30 1.882 .806 93.99
3 Ø 34					52.83 1.951 .484 38.54	56.35 2.291 .517 41.93	60.68 2.337 .551 45.09	66.33 2.571 .589 49.45	69.52 1.57 .608 55.21	85.60 2.06 .681 66.14	101.68 2.065 .732 75.79	127.41 1.982 .786 96.51

1° numero $a = A_f \text{ cm}^2$
 2° numero $b = \Delta h = \varnothing/2 + Y_{gf}$
 3° numero $c = Y'_{gf}$ in $\% H'$
 4° numero $d = \text{peso in Kg/m}$



$$H' = H - b$$

$$Y'_{gf} = H' \times c$$

$$Y_{gf} = 2 + \varnothing/2 + Y'_{gf}$$

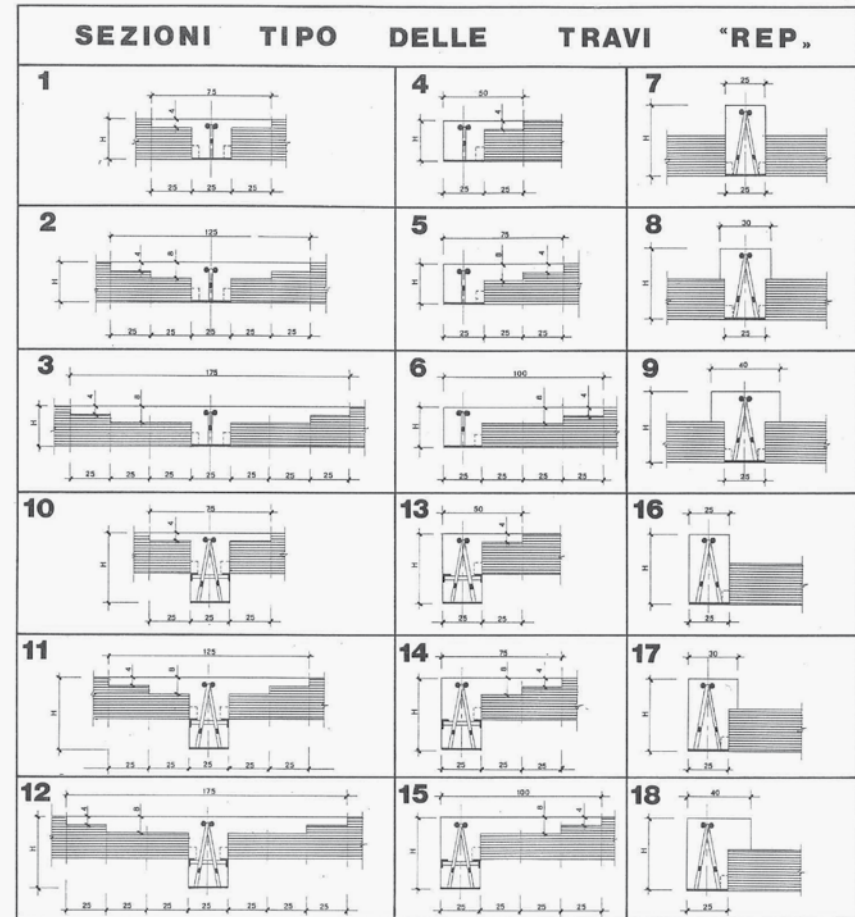


TABELLA 5 - CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI DI CALCESTRUZZO

1) Per travi $h = 20$.

N	A_0	S_0	Y_0	J_0	A_2'	d	b_n
1	750	6450	8.600	34330	300	2	35
2	1150	8050	7.000	41983	500	2	35
3	1650	9650	5.849	47008	700	2	35
4	650	6250	9.615	29170	200	2	30
5	850	7050	8.294	35060	300	2	30
6	1050	7850	7.476	39110	400	2	30
7	550	6050	11.00	22183	150	3	35
8	660	7260	11.00	26620	210	3.5	35
9	880	9680	11.00	35493	320	4	35
10	750	6450	8.600	34330	300	2	25
11	1150	8050	7.000	41983	500	2	25
12	1650	9650	5.849	47008	700	2	25
13	650	6250	9.615	29170	200	2	25
14	850	7050	8.294	35060	300	2	25
15	1050	7850	7.476	39110	400	2	25
16	550	6050	11.00	22183	150	3	30
17	660	7260	11.00	26620	210	3.5	30
18	880	9680	11.00	35493	320	4	30

Per travi con $H \neq 20$.

$$A = A_0 + 25 \times (h - 20)$$

$$S = S_0 + (h - 20) \times 25 \times \frac{h + 22}{2}$$

$$y = \frac{S_0}{A_0}$$

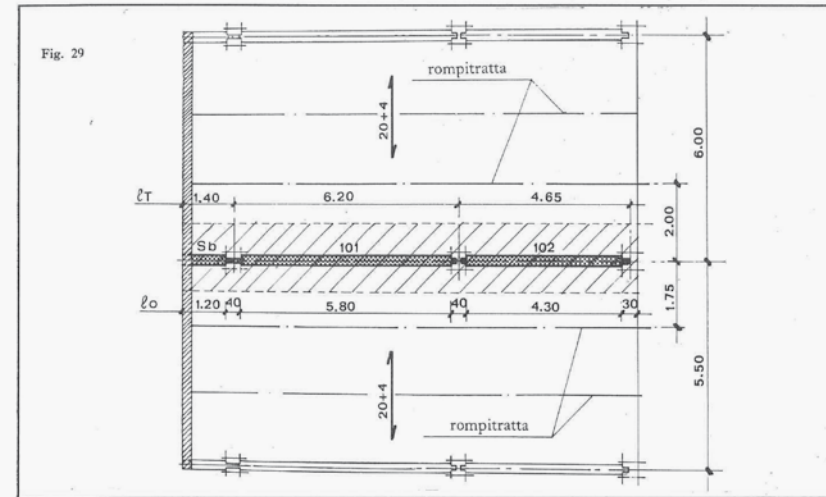
$$J = J_0 + \frac{25 \times (H - 20)^3}{12} + A_0 \times (Y - Y_0)^2 + 25 \times (H - 20) \times \left(\frac{H + 22}{2} - Y \right)^2$$

TABELLA 6 - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ELASTICHE DEI TONDI COSTITUENTI L'ANIMA

(Servono per la verifica al carico di punta)

n	\varnothing	J (cm ⁴)	A (cm ²)
1	16	.322	2.009
1	18	.515	2.543
1	20	.785	3.141
1	22	1.150	3.799
1	24	1.629	4.521
1	26	2.243	5.306
1	28	3.017	6.154
2	24	3.258	9.043
2	26	4.486	10.613
2	28	6.034	12.309
2	30	7.952	14.130
2	32	10.295	16.076

CALCOLO ESEMPLIFICATIVO DELLE TRAVI REP DI CUI IN FIGURA



ANALISI DEI CARICHI

Solaio:
 peso proprio compresa la cappa di cm 4 250 kg/m²
 intonaco 30 »
 massetto + pavimento 100 »
 incidenza tramezzi 100 »
Totale carichi fissi 480 »
 Sovraccarico accidentale 250 »
Totale 730 »
 muratura di tamponamento 700 kg/m

Carichi per metro lineare di trave.

CARICHI INIZIALI
 per tutte le travi:
 $i = \frac{(1.75 + 2)}{2} \times 320 = 600$

Il peso proprio del solaio è stato aumentato da 250 kg/m² a 320 kg/m² per tener conto dell'acqua e di eventuali carichi dinamici.

CARICHI TOTALI

Sbalzo.
 Carico trasmesso dalla muratura di tamponamento:
 $F = 700 \times \frac{(5.5 + 6)}{2} = 4025 \text{ kg}$

che, trasformato in carico uniformemente distribuito, diventa:

$$f = \frac{2 \times 4025}{1.2} = 6708 = \sim 6700 \text{ kg/m}$$

carico trasmesso dai solai:

$$i + p + g = 730 \times \frac{5.5 + 6}{2} = 4197.5 = \sim 4200 \text{ kg/m}$$

carico totale:

$$t = f + i + p + g = 4200 + 6700 = 10.900 \text{ kg/m}$$

% p sul totale:

$$\frac{250 \times \frac{5.5 + 6}{2}}{10.900} = 0.132$$

Travi.

Carico trasmesso dai solai:

$$t = i + p + g = 730 \times \frac{5.5 + 6}{2} = 4197.5 = \sim 4200 \text{ kg/m}$$

% p sul totale:

$$\frac{250}{730} = 0.342$$

Pertanto lo schema dei carichi è:

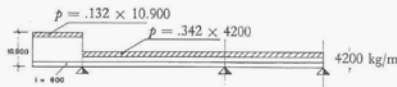


Fig. 30.

CONDIZIONI DI VINCOLO ALLE ESTREMITÀ.

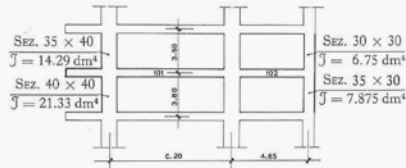


Fig. 31.

Trave 101.

Momento d'inerzia.

Data la luce ed il carico, presumibilmente, la trave avrà sez. 2.

Da tabella 5 è:

$$A = 1150 + 25 \times 2 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$S = 8050 + 2 \times 25 \times 22 = 9150 \text{ cm}^3$$

$$y = \frac{9150}{1200} = 7.625 \text{ cm}$$

$$J = 41.983 + \frac{25 \times 2^3}{12} + 1150 \times (7.625 - 7)^2 + 25 \times 2 \times (22 - 7.625)^2 = 52780 \text{ cm}^4$$

Considerando che a questo va aggiunto il momento d'inerzia della trave metallica pari al 70% circa si ha:

$$J_{101} = 1.7 \times 52.780 = 89.727 \text{ cm}^4 = 8,97 \text{ dm}^4$$

si ha:

$$\rho = \frac{3.6 \times 3.8}{6.2} \times \frac{3.5 \times 3.8}{6 \times 8.97} = \frac{0.0286}{0.115} = 0.248$$

Per tener conto della cedevolezza del nodo si considera:

$$i_{101} = \frac{1}{3 + 3 \times \rho} = 0.267$$

Trave 102.

Momento d'inerzia.

Sezione presunta « 1 »:

$$A = 750 + 25 \times 2 = 800 \text{ cm}^2$$

$$S = 6450 + 2 \times 25 \times 22 = 7550 \text{ cm}^3$$

$$y = \frac{7550}{800} = 9.437 \text{ cm}$$

$$J = 34330 + \frac{25 \times 2^3}{12} + 750 \times (9.437 - 8.6)^2 + 25 \times 2 \times (22 - 9.437)^2 = 42763 \text{ cm}^4$$

$$J_r \approx 0.5 \times J$$

$$J_{102} = 1.5 \times 42.763 = 64.145 \text{ cm}^4 = 6.42 \text{ dm}^4$$

ed ancora:

$$\rho = \frac{3.6 \times 3.8}{4.6} \times \frac{3.5 \times 3.8}{6 \times 6.42} = \frac{0.0694}{0.119} = 0.583$$

ed infine:

$$K_{102} = \frac{1}{3 + 3 \times 0.583} = 0.210$$

Ad analogo risultato si sarebbe giunti desumendo i valori di i_1 e k_n nella tabella di pagina 12.

A questo punto occorre fissare le caratteristiche dei materiali impiegati e compilare la tabella seguente che contiene, in un determinato ordine, i dati d'ingresso per l'elaboratore.

in cui:

La serie di numeri indicati col n. (1) rappresenta i numeri di riga del « file » contenente i dati.

(2) (3) (4) rappresentano i valori delle sollecitazioni limite, rispettivamente per il calcestruzzo, per il ferro piatto e per quello tondo fissate in base alle norme UNI 10016-68 e 10011-67 a meno che non sia disposto diversamente dal calcolatore delle strutture.

(5) è il valore $n = \frac{E_r}{E_c}$ fissato anche questo in base alla tabella UNI 10016-68 ed alla classe di calcestruzzo prevista:

Nel caso in esame essendo previsto calcestruzzo di classe R 350 è $n = 7$.

(6) serve per la ridistribuzione a tempo infinito delle tensioni nella sezione composta conseguente alle deformazioni viscoso del conglomerato per effetto dei carichi permanenti; (cfr. UNI 10016-68 3.1.4) nel caso in esame è $n^* = 28$;

(7) è il numero della 1ª trave della serie;

(8) è il numero delle campate continue esclusi gli sbalzi.

(9) è il numero indicativo degli sbalzi (1 serie di travi senza sbalzi; 2 uno sbalzo prima della prima trave; 3 uno sbalzo dopo l'ultima trave; 4 uno sbalzo prima della prima trave ed uno dopo l'ultima) nel caso in esame è 2;

(10) (11) valori di i_1 e k_n già calcolati in precedenza;

(12) (13) luce teorica l_T e luce netta l_n di ogni trave che si rilevano dai disegni;

(14) (15) carichi iniziali e totale di ogni trave già calcolati.

(16) % del sovraccarico accidentale sul carico totale (15);

(17) altezza della trave (può essere diversa trave per trave);

(18) tipo di sezione prescelta tra quelle della tabella 4. È sufficiente indicare il tipo di trave mediante il numero della prima sezione di ogni gruppo (1, 4, 7, 10, 13, 16); solo se sarà necessario per contenere le sollecitazioni o il peso del ferro l'elaboratore passerà alla seconda o alla terza sezione di ogni gruppo;

(19) indica la fine della serie di travi.

Calcolo.

1) L'elaboratore trascrive i valori di: n , n^* , i_1 e k_n adoperati nei calcoli.

2) Il carico totale viene suddiviso in carico fisso e sovraccarico accidentale ed all'inizio del tabulato contenente i calcoli, trascrive la tabella seguente:

n : 7	$28 = n^*$	0.267	0.21			
0		1.4	1.2	600	9500	1400
101	1ª	6.2	5.8	600	2800	1400
102	travi	4.65	4.3	600	2800	1400

(Lo 0 al posto del numero della trave, sta ad indicare lo sbalzo).

3) Il calcolo procede con la ricerca dei punti fissi delle varie travi; essendo quelle del caso in esame, a sezione costante, la posizione dei punti fissi è indipendente dal momento d'inerzia delle travi per cui si può scrivere:

$$EJ_{e1} = \frac{l_1}{6} \left(2 - \frac{i_1}{1 - i_1} \right) = \frac{6.2}{6} \left(2 - \frac{0.267}{0.733} \right) = 1.69026$$

$$EJ_{e2} = \frac{l_2}{6} = \frac{4.65}{6} = 0.775$$

$$i_2 = \frac{1}{3 + \frac{EJ_{e2}}{\beta_2}} = \frac{1}{3 + \frac{1.69026}{0.775}} = 0.193$$

ed ancora:

$$EJ_{e1}^p = \frac{l_1}{6} \left(2 - \frac{k_2}{1 - k_2} \right) = \frac{4.65}{6} \left(2 - \frac{0.210}{0.790} \right) = 1.34399$$

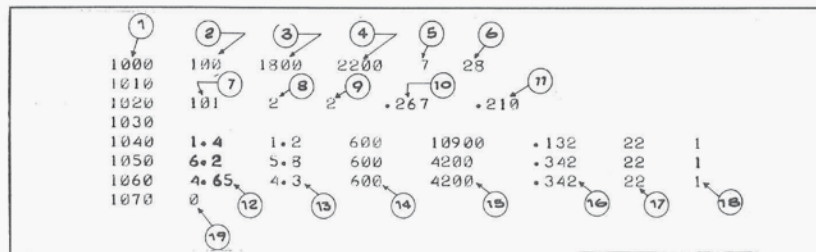
$$EJ_{\beta_1} = \frac{l_1}{6} = \frac{6.2}{6} = 1.03333$$

$$K_1 = \frac{1}{3 + \frac{EJ_{e1}^p}{\beta_1}} = \frac{1}{3 + \frac{1.34399}{1.03333}} = 0.232$$

riepilogando si ha:

$$i_1 = 0.267 \quad k_1 = 0.232$$

$$i_2 = 0.193 \quad k_2 = 0.210.$$



4) Momenti agenti sulle travi metalliche dovuti ai carichi iniziali

Trave 101

$$M_{101i} = \frac{600 \times 5.8^2 \times 1.02}{8} = 2573 \text{ kgm}$$

(non si tiene conto dello sbalzo perchè in fase iniziale potrebbe esistere solo il carico in campata).

Trave 102.

$$M_{102i} = \frac{600 \times 4.3^2 \times 1.02}{8} = 1414 \text{ kgm}$$

5) Momenti d'incastro elastico dovuti ai carichi permanenti ed accidentali.

Sbalzo.

$$\text{Momento totale } M_T = (9500 + 1400) \times \frac{1.4^2}{2} = 10682 \text{ kgm.}$$

Trave 101.

$$a = 4(1 - i_1 - k_1) = 4 \times (1 - 0.267 - 0.232) = 2.004$$

$$\mu_{101i} = \frac{i_1 + (1 - 2k_1)}{a} = \frac{0.267(1 - 0.464)}{2.004} = 0.07141$$

$$\mu_{101d} = \frac{k_1(1 - 2i_1)}{a} = \frac{0.267(1 - 0.534)}{2.004} = 0.05395$$

$$M_{101i} = (p_{101} + g_{101}) \times \mu_{101i} \times l_0^2 \times 101 = (1400 + 2200) \times 0.07141 \times 5.8^2 = 8648 \text{ kgm}$$

$$M_{101d} = (p_{101} + g_{101}) \times \mu_{101d} \times l_0^2 \times 101 = (1400 + 2200) \times 0.05395 \times 5.8^2 = 6545 \text{ kgm}$$

Trave 102.

$$a = 4(1 - i_2 - k_2) = 4(1 - 0.193 - 0.210) = 2.388$$

$$\mu_{102i} = \frac{i_2(1 - 2k_2)}{a} = \frac{0.193(1 - 0.420)}{2.388} = 0.04688$$

$$\mu_{102d} = \frac{k_2(1 - 2i_2)}{a} = \frac{0.210(1 - 0.386)}{2.388} = 0.05400$$

$$M_{102i} = (p_{102} + g_{102}) \times \mu_{102i} \times l_0^2 \times 102 = (1400 + 2200) \times 0.04688 \times 4.3^2 = 3130 \text{ kgm}$$

$$M_{102d} = (p_{102} + g_{102}) \times \mu_{102d} \times l_0^2 \times 102 = (1400 + 2200) \times 0.05400 \times 4.3^2 = 3594 \text{ kgm}$$

6) Calcolo e verifica delle travi in mezzera.

Anche in questo caso ai fini della determinazione del momento massimo non si tiene conto della presenza dello sbalzo a tutto vantaggio della stabilità.

Trave 101.

Ascissa dove si ha il momento massimo della condizione di carico agente solo sulla trave in esame:

$$x = 0.5 + \frac{\mu_{101i} - \mu_{101d}}{0.5 + 0.07141 - 0.05395} = 0.51746$$

In corrispondenza di questa sezione il valore di M_i (Momento dovuto ai carichi iniziali) diventa:

$$M_i' = \frac{i \cdot x \cdot l_0(1-x)l_0}{2}$$

Poichè è $M_i \sim \frac{i l_0^3}{8}$.

Possiamo anche scrivere:

$$M_i' = 4 M_i \cdot x \cdot (1-x) = 4 \times 2573 \times 0.51746 \times 0.48254 = 2570 \text{ kgm}$$

Il valore di M_i (2573) serve per il dimensionamento della trave metallica, quello di M_i' (2570) per il dimensionamento della trave mista.

Momento dovuto al sovraccarico accidentale:

$$Mp = \left(\frac{x^2}{2} - \mu_{101i} \right) \times p \times l_0^2 \times \frac{l_0^2}{l_0^3}$$

come si vede il valore dei momenti positivi di campata sono affetti dal coefficiente $\left(\frac{l_0^2}{l_0^3}\right)^2$ per tener conto della riduzione operata nel calcolo dei momenti negativi; tale riduzione è giustificata dalla maggiore deformabilità della trave in corrispondenza dell'appoggio:

$$M_{101p} = \left(\frac{0.51746^2}{2} - 0.07141 \right) \times 1400 \times 6.2^2 \times \frac{6.2^2}{5.8^2} = 3362 \times 1.143 = 3842 \sim (3837) \text{ kgm (il valore in () è quello ottenuto dall'elaboratore.)}$$

Momento dovuto ai carichi permanenti.

$$M_{101g} = M_{101p} \cdot \frac{g_{101}}{p_{101}} - M_{102g} \cdot \frac{g_{102}}{p_{102} + g_{102}} \cdot \frac{1}{[(1-x) - (k_1 \cdot x)]}$$

$$M_{101g} = 3837 \cdot \frac{2200}{1400} - 3130 \cdot \frac{2200}{3600} \cdot \frac{1}{[0.48254 - (0.232 \cdot 0.51746)]} = 5336 \text{ kgm}$$

essendo tale valore minore di:

$$M_g = g \cdot \frac{l_0^3}{18} \cdot \frac{l_0^2}{l_0^3} = 2200 \cdot \frac{6.2^2}{18} \cdot \frac{6.2^2}{5.8^2} = 5368 \text{ kgm}$$

sarà usato quest'ultimo per le verifiche.

Il momento totale risulta dalla somma:

$$M_{101t} = M_{101i} + M_{101p} + M_{101g} = 2570 + 3837 + 5368 = 11.776 \text{ kgm.}$$

Trave 102.

Ascissa dove si ha il momento massimo nella condizione di carico agente solo sulla trave in esame:

$$x = 0.5 + \frac{\mu_{102i} - \mu_{102d}}{0.5 + 0.04688 - 0.05400} = 0.49288$$

Momento dovuto ai carichi iniziali nella sezione x

$$M_{102i}' = 4 M_{102i} \cdot x \cdot (1-x) = 4 \cdot 1414 \cdot 0.49288 \cdot 0.50712 = 1414 \text{ kgm}$$

Momento dovuto al sovraccarico accidentale:

$$M_{102p} = \left(\frac{x^2}{2} - \mu_{102i} \right) \cdot p_{102} \cdot \frac{l_0^2}{l_0^3} \cdot \frac{l_0^2}{l_0^3} = \left(\frac{0.49288^2}{2} - 0.04688 \right) \cdot 1400 \cdot 4.65^2 \cdot \frac{4.65^2}{4.30^2} = 2258 \cdot 1.169 = 2640 \text{ kgm}$$

Momento dovuto ai carichi permanenti:

$$M_{102g} = M_{102p} \cdot \frac{g}{p} - M_{101d} \cdot \frac{g_{101}}{p_{101} + g_{101}} \cdot \frac{1}{[x - i_2 \cdot (1-x)]}$$

$$M_{102g} = 2640 \cdot \frac{2200}{1400} - 6545 \cdot \frac{2200}{3600} \cdot (0.49288 + 0.193 \times 0.50712) = 2578 \text{ kgm}$$

essendo tale valore minore di:

$$M_{102g} = g_{102} \cdot \frac{l_0^3}{18} \cdot \frac{l_0^2}{l_0^3} = 3090 \text{ kgm}$$

sarà usato quest'ultimo per le verifiche.

Il momento totale risulta dalla somma:

$$M_{102t} = M_{102i}' + M_{102p} + M_{102g} = 1414 + 2640 + 3090 = 7145 \text{ kgm.}$$

7) Dimensionamento delle travi.

1) controllo della sollecitazione massima di taglio nel calcestruzzo.

Ai fini del taglio si considera che la distanza tra i baricentri di trazione e compressione sia uguale all'altezza della trave, per cui:

Per la trave 101.

$$T_{101} = (p_{101} + g_{101}) \cdot \frac{l_0 \cdot 101}{2} = (1400 + 2200) \cdot \frac{5.8}{2} = 10440 \text{ kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{101}}{bh^2} = \frac{10440}{25.22} = 18.981 \text{ kg/cm}^2$$

poichè tale valore è minore di 20 (cfr. tabella UNI 10016-68) si prosegue con il calcolo: in caso contrario si può aumentare b (da 25 a 33 o oltre) oppure h .

Per la trave 102.

$$T_{102} = (p_{102} + g_{102}) \cdot \frac{l_0 \cdot 102}{2} = (1400 + 2200) \cdot \frac{4.30}{2} = 7740 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T_{102}}{bh^2} = \frac{7740}{25.22} = 14.073 \text{ kg/cm}^2$$

2° - Calcolo della sezione metallica dell'anima.

Il passo minimo dell'anima è di cm 20. L'asta più sollecitata ai fini del carico di punta è la seconda (vedi fig. 32).

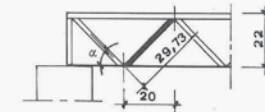


Fig. 32.

Nel caso in esame la lunghezza libera di inflessione è:

$$\lambda_1 = \sqrt{20^2 + 23^2} = 29.73 \text{ cm}$$

il carico che detta asta dovrà sopportare in fase iniziale è:

Trave 101.

$$R = i_{101} \cdot \frac{l_0 \cdot 101}{2} \cdot \frac{l_0 \cdot 101 - .40}{l_0 \cdot 101} \cdot \frac{\lambda_1}{22} = 600 \cdot \frac{5.8}{2} \cdot \frac{5.8 - .40}{5.8} \cdot \frac{29.73}{22} = 2200 \text{ kg}$$

Applicando la formula di Eulero ed assumendo per il carico ammissibile 1/4 del carico critico si ha:

$$d = 10 \sqrt{\frac{P \times 256 \times \lambda^2}{\pi^3 \times E}} = 10 \cdot \sqrt{\frac{2200 \times 256 \times 29.73^2}{3.1413 \times 2.100.000}} = 16,7 \text{ mm}$$

sarà \varnothing min. = 18 mm.

L'area metallica necessaria ad assorbire lo sforzo di scorrimento nel primo intervallo di cm 20 è data da:

$$a_t = (p_{101} + g_{101}) \cdot \frac{l_{101}}{2} \cdot \cos \alpha \cdot \frac{20}{h \cdot \sigma_f} + \frac{i \cdot l_0 \cdot 101}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cdot \sigma_f} = (2200 + 1400) \cdot 3.1 \cdot \frac{20}{29.73} \cdot \frac{20}{22 \times 2200} + \frac{600 \cdot 5.8}{2} \cdot \frac{29.73}{22 \cdot 2200} = 3.101 + 1,18 = 4,281 = 1 \varnothing 24/20 \text{ cm}$$

essendo l'area necessaria ad assorbire lo sforzo di scorrimento, maggiore di quella minima indispensabile per il carico di punta, si adotta la seconda:

Trave 102.

$$R = i \cdot \frac{l_{0101}}{2} \cdot \frac{l_{0101} - .40}{l_{0101}} \cdot \frac{\lambda_1}{22} =$$

$$= 600 \cdot \frac{4.30}{2} \cdot \frac{4.30 - .40}{4.30} \cdot \frac{29.73}{20} = 1730 \text{ kg}$$

riferendoci alle verifiche fatte precedentemente, sarebbe sufficiente 1 \varnothing 18/20 cm.

Area necessaria allo scorrimento:

$$a_s = (p_{102} + g_{102}) \cdot \frac{l_{T102}}{2} \cdot \cos \alpha \cdot \frac{20}{h \cdot \sigma_{sf}} + \frac{i l_{0102}}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cdot \sigma_f} =$$

$$= (2200 + 1400) \cdot 2.15 \cdot \frac{20}{29.73} \cdot \frac{20}{22 \cdot 2200} +$$

$$+ \frac{600 \cdot 4.3}{2} \cdot \frac{29.73}{22 \cdot 2200} = 2.325 + 0.79 =$$

$$= 3,115 = 1 \varnothing 22/20 \text{ cm}$$

3° - *Proporzionamento delle sezioni.*

a) L'armatura inferiore è approssimativamente data da:

$$A_{s1} = \frac{100 \times M_{\mathcal{P}}}{(\sigma_f + 300) \cdot H^*} = \frac{100 \times 11776}{2100 \times 22} = 25.48 \text{ cm}^2$$

Dalla tabella 1 sarebbe necessaria l'armatura 5 a cui corrisponde un A_{s1} di 25,613 cm².

Sezione di calcestruzzo.

Sezione prevista 1. Le caratteristiche geometriche di tale sezione sono state già determinate a pag. 26 e valgono:

$$A_e = 800 \text{ cm}^2$$

$$S = 7550 \text{ cm}^3$$

$$y = 9.437 \text{ cm}$$

$$\bar{J} = 42.763 \text{ cm}^4$$

$$A_e' > \frac{25.613}{3} = 8.537 \text{ cm}^2$$

dalla tabella 2 risulta 2 \varnothing 24; 9.043 cm² momento d'inerzia trasversale dei soli due correnti calastrellati $\bar{J}_i = 59.776 \text{ cm}^4$.

Verifica allo svergolamento laterale del corrente superiore. Si applica la formula di Eulero in cui la lunghezza libera di inflessione si considera uguale alla metà della luce teorica della trave; il valore dello sforzo di compressione pari alla metà dello sforzo massimo in accordo con le norme UNI 10011-67; grado di sicurezza uguale a 4. La formula, allora, con le dovute semplificazioni dimensionali diventa:

$$\bar{J} \geq \frac{P^2 [m^2] M [kgm]}{2\pi^2 E [kg/cm^2] h [cm]} = \frac{PM}{41.46 \cdot h} =$$

$$= \frac{6.2^2 \cdot 2573}{41.46 \cdot 22} = 108.435 \text{ cm}^4$$

pertanto 2 \varnothing 24 non garantiscono la stabilità del corrente superiore ai carichi iniziali, occorreranno almeno 2 \varnothing 28 (cfr. tabella 2).

$$A_e' = 12.308 \text{ cm}^2$$

Caratteristiche geometriche della sezione metallica usando i simboli ed i valori riportati nelle tabelle 1, 2 e 3, possiamo scrivere:

$$A_{ff} = A_f + A_e' + \frac{a_i}{\cos \alpha} =$$

$$= 25.613 + 12.308 + 4.521 \cdot 1.487 = 44.643 \text{ cm}^2$$

$$H' = 22 - 1.651 = 20.349 \text{ cm}$$

$Y'_{sf} = H' \cdot 0.675 = 13.735 \text{ cm}$ desumendolo dalla tabella 3 (calcolato esattamente tenendo conto dell'anima è 13.2069).

$$h' = \varnothing/2 + 2 = 3.4 \text{ cm}$$

$$Y'_{sf} = Y'_{sf} + h' = 13.735 + 3.4 = 17.135 \text{ cm}$$

momento d'inerzia baricentrico:

$$\bar{J} = 15.262 + 12.308 \cdot 13.735^2 +$$

$$25.613 \cdot (20.349 - 13.735)^2 = 3457.6 \text{ cm}^4$$

Sollecitazioni derivanti dal ritiro impedito:

$$n = \frac{E_f}{E_c} = 10$$

posizione del baricentro della struttura mista rispetto al filo superiore della sezione della trave mista:

$$y_T = \frac{10 \cdot 44.643 \cdot 17.135 + 7550}{10 \cdot 44.643 + 800} = 12.194 \text{ cm}$$

momento d'inerzia baricentrico della sezione mista:

$$\bar{J}_T = 42.763 + 800 \cdot (12.194 - 9.437)^2 +$$

$$10 \cdot [3457.6 + 44.643 \cdot (12.194 - 17.135)^2] =$$

$$= 94.318 \text{ cm}^4$$

forza di compressione agente sulla struttura mista:

$$F = \alpha \cdot \Delta_t \cdot E_c \cdot A_e$$

Una volta che siano stati assegnati i seguenti valori:

$$\alpha = 0.000012$$

$$\Delta_t = 20 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$E_c = 210.000 \text{ kg/cm}^2$$

si semplifica nella:

$$F = 50.4 \cdot A_e = 50.4 \cdot 800 = 40.320 \text{ kg}$$

momento rispetto al baricentro della sezione mista:

$$M = F \cdot (y_T - y) = 40.320 (12.194 - 9.437) =$$

$$= 111.162 \text{ kgcm}$$

e le sollecitazioni indotte valgono:

per il calcestruzzo:

$$\sigma_{eR} = - \frac{F}{A_e} + \frac{F}{A_T} + \frac{M \cdot y_T}{\bar{J}_T}$$

$$\sigma_{eR} = - 50.4 + \frac{40.320}{800 + 44.643} + \frac{111.162 \cdot 12.194}{94318}$$

$$= - 50.4 + 32.348 + 14.371 = - 3.681 \text{ kg/cm}^2$$

per il ferro compresso:

$$\sigma'_{fr} = \left(\frac{F}{A_T} + \frac{M y_T}{\bar{J}_T} \right) \cdot n$$

$$\sigma'_{fr} = 10 \left(32.348 + \frac{111.162 \cdot (12.194 - 3.4)}{94318} \right) =$$

$$= 427.125 \text{ kg/cm}^2$$

per il ferro teso:

$$\sigma_{fr} = n \left(\frac{F}{A_T} - \frac{M (h + 2 - y_T)}{\bar{J}_T} \right)$$

$$\sigma_{fr} = - 10 \left(32.348 - \frac{111.162 (24 - 12.194)}{94318} \right) =$$

$$= - 139.144 \text{ kg/cm}^2$$

Sollecitazioni derivanti dai carichi iniziali:

$$\sigma_e = 0$$

$$\sigma'_{fs} = \frac{M_1 \cdot y'_{sf}}{\bar{J}_f} = \frac{257000 \cdot 13.735}{3457.6} = 1020.909 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fs} = \frac{M_1 \cdot (h' - Y'_{sf})}{\bar{J}_f} =$$

$$= \frac{257000 \cdot (20.349 - 13.735)}{3457.6} = 491.612 \text{ kg/cm}^2$$

Sollecitazioni derivanti dai carichi fissi.

La sezione resistente è quella prescelta (1); i valori di A_e e di d si rilevano dalla tabella 5 e precisamente sono:

$$A_e' = 300 \text{ cm}^2$$

$$d = 2 \text{ cm}$$

per cui si ha:

$$W_e = A_e' \cdot (h - y_{sf} + 2 - d) =$$

$$= 300 (22 - 0.251 + 2 - 2) = 300 \cdot 21.749 =$$

$$= 6524.700 \text{ cm}^3$$

e, supponendo costante la sollecitazione di compressione,

$$W'_f = n \cdot A_e' \cdot h' = 28 \cdot 12.308 \cdot 20.349 =$$

$$= 7012.753 \text{ cm}^3$$

ed in totale:

$$W_s = W_e + W'_f = 6524.700 + 7012.753 =$$

$$= 13537.453 \text{ cm}^3$$

per cui è:

$$\sigma_{eq} = \frac{M_g}{W_s} = \frac{536800}{13537.453} = 39.653 \text{ kg/cm}^2$$

e:

$$\sigma'_{fs} = n \cdot \sigma_{eq} = 28 \cdot 39.653 = 1110.282 \text{ kg/cm}^2$$

la sollecitazione del ferro teso è ottenuta dall'equazione dell'equilibrio alla traslazione:

$$A_e \cdot \sigma_{eq} + \sigma'_{fs} \cdot A_e' = \sigma_{fs} \cdot A_f$$

da cui:

$$\sigma_{fs} = \frac{\sigma_{eq} A_e + \sigma'_{fs} \cdot A_e'}{A_f} =$$

$$= \frac{39.653 \cdot 300 + 1110.282 \cdot 12.308}{25.613} =$$

$$= \frac{11.895.9 + 13665.359}{25.613} = 997.979 \text{ kg/cm}^2$$

Sollecitazioni derivanti dai sovraccarichi accidentali.

La sezione resistente è la stessa del n° precedente, i $\varnothing W$ diventano:

$$W_e = 6524,700 \text{ cm}^3$$

$$W'_f = n \cdot A_e' \cdot h' = 7 \cdot 12.308 \cdot 20.349 =$$

$$= 1753.188 \text{ cm}^3$$

ed in totale:

$$W_s = W_e + W'_f = 8277.888 \text{ cm}^3$$

da cui:

$$\sigma_{eq} = \frac{M_p}{W_s} = \frac{383700}{8277.888} = 46.352 \text{ kg/cm}^2$$

e

$$\sigma'_{fs} = n \cdot \sigma_{eq} = 7 \times 46.352 = 324.466$$

$$\sigma_{fs} = \frac{A_e \cdot \sigma_{eq} + A_e' \cdot \sigma'_{fs}}{A_f} =$$

$$= \frac{46.352 \times 300 + 324.466 \times 12.31}{25.613}$$

$$\sigma_{fs} = \frac{13905.6 + 3993.537}{25.613} = 698.830 \text{ kg/cm}^2$$

sommando i valori trovati si ha:

$$\sigma_e = \sigma_{eR} + \sigma_{eq} + \sigma_{ep} =$$

$$= - 3.681 + 39.653 + 46.352 =$$

$$= 82.504 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_f = \sigma'_{fR} + \sigma'_{fs} + \sigma'_{fp} + \sigma'_{fp} =$$

$$= 427.125 + 1020.909 + 1110.653 + 324.466 =$$

$$= 2883.153 > 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = - \sigma_{fR} + \sigma_{fs} + \sigma_{fp} + \sigma_{fp} =$$

$$= - 139.144 + 491.612 + 997.979 + 698.830 =$$

$$= 2049.277 > 1800 \text{ kg/cm}^2.$$

A questo punto, essendo risultate σ_f' e σ_f maggiori di quelle ammissibili, occorre iterare il calcolo fino a trovare i valori di A_f' , A_f e A_e che soddisfino alle condizioni di sollecitazioni prefissate con il minimo costo.

L'elaboratore procede alle seguenti iterazioni.

2ª iterazione:

sezione tipo 2
 $A_f' = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 28$ pari a cm^2 12.308
 $A_f = 5$ pari a cm^2 25.613

3ª iterazione:

sezione tipo 3
 $A_f' = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 28$ pari a cm^2 12.308
 $A_f = 5$ pari a cm^2 25.613

4ª iterazione:

sezione tipo 3
 $A_f' = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 30$ pari a cm^2 14.130
 $A_f = 5$ pari a cm^2 25.613

5ª iterazione:

sezione tipo 3
 $A_f' = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 30$ pari a cm^2 14.130
 $A_f = 6$ pari a cm^2 29.130

quest'ultima risolve il problema.

Qui di seguito si riportano, per ogni iterazione, nell'ordine:

Sezione, A_f' , A_f , h' , h , y_{ef} , h , J_x , y_T , J_T , F , $\frac{A_e}{A_T}$, M ,
 σ_{eR} , σ'_{fR} , σ_{fR} , σ_{ep} , σ_{fp} , σ'_{fR} , σ'_{fp} , σ_e , σ_f .
 Tali valori, normalmente non vengono trascritti.

Sez.	$A_f' = 12.308$	$A_f = 25.613$	$H' = 20.349$	$Y_{ef}' = 13.2069$
1	16.6069 = h	3521.91 = J_f'	12.0053 = Y_f'	92710.3 = J_T'
M =	103534.	46.3639 = σ_{ep}	1110.41 = σ_{fp}	324.547 = σ_{fR}'
	2818.44	12.308	25.613	20.349
2	16.6069	3521.91	10.0604	114249.
	147293.	46.3639	1110.41	324.547
	30.3931	12.308	25.613	20.349
	2470.24	3521.91	10.0604	114249.
3	16.6069	3521.91	8.4623	132292.
	183250.	46.3639	1110.41	324.547
	22.6061	12.308	25.613	20.349
	2267.43	3521.91	10.0604	114249.
3	16.1266	3790.81	8.42777	132660.
	180291.	46.3639	1110.41	324.547
	22.2785	12.308	25.613	20.249
	2121.86	3790.81	10.0604	114249.
3	16.442	3847.55	8.6225	137705.
	196976.	46.3639	1110.41	324.547
	22.6354	12.308	25.613	20.249
	2143.31	3847.55	10.0604	114249.

Le piccole differenze che si riscontrano tra il calcolo manuale e quello dell'elaboratore derivano da una maggior precisione di quest'ultimo a cui vanno aggiunti gli scarti di conversione dal sistema binario a quello decimale.

I valori dell'ultima iterazione sono:
 $2 \text{ } \emptyset \text{ } 30 A_f'$ ai fini della stabilità allo svergolamento del corrente superiore sono più che sufficienti poiché, come è detto a pag. 27, Bastano $2 \text{ } \emptyset \text{ } 28$.

Sezione 3

$A_0 = 1650 \text{ cm}^2$ $A_e = 1700 \text{ cm}^2$
 $S_0 = 9650 \text{ cm}^3$ $S_e = 10.750 \text{ cm}^3$
 $y_0 = 5.849 \text{ cm}$ $y_e = 6.323 \text{ cm}$
 $J_0 = 47008 \text{ cm}^4$

$$J = 47008 + \frac{25 \times 2^3}{12} + 1650 \times (6.323 - 5.849)^2 + 25 \times 2 \times (22 - 5.849)^2 = 47008 + 16.7 + 370.71 + 13042.74 = 60.438 \text{ cm}^4$$

$$A_T = A_f + A_f' + \frac{a_e}{\cos \alpha} = 29.13 + 14.13 + 4.521 \times 1.487 = 49.982 \text{ cm}^2$$

$$H' = 22 - 2.091 = 19.909 \text{ cm}$$

$$y'_{ef} = H' \times 673 = 13.398 \text{ cm (12.942)}$$

$$h' = 3.5 \text{ cm}$$

$$y_{ef} = 16.898 \text{ cm (16.442)}$$

$$J_T = 31.509 + 14.13 \times 13.398^2 + 29.13 \times (19.909 - 13.398)^2 = 3802.8 \text{ cm}^4$$

Sollecitazioni dal ritiro impedito:

$$y_T = \frac{10 \times 49.982 \times 16.898 + 10750}{10 \times 49.982 + 1700} = 8.726 \text{ cm}$$

$$J_T = 60438 + 1700 \times (8.726 - 6.323)^2 + 10 [3802.8 + 49.982 \times (8.726 - 16.898)^2] = 141.661,266 \text{ cm}^4$$

$$F = 50.4 \times 1700 = 85.680 \text{ kg}$$

$$M = 85.680 \times (8.726 - 6.323) = 205.889 \text{ kg/cm}$$

Ritiro.

$$\sigma_{eR} = -50.4 + \frac{85680}{1700 + 499.82} + \frac{205889 \times 8.726}{141.661,266} = 1.230 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{fR} = \left((38.948 + \frac{205889 \times (8.726 - 3.5)}{141.661,266}) \right) \times 10 = 465.440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fR} = \left((38.948 - \frac{205889 \times (24 - 8.726)}{141.661,266}) \right) \times 10 = 221.199 \text{ kg/cm}^2$$

Carichi iniziali.

$$\sigma'_{fI} = \frac{257000 \times 13.398}{3802.8} = 905.460 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fI} = \frac{257000 \times (19.909 - 13.398)}{3802.8} = 462.283$$

Carichi fissi.

$$W_e = 700 (22 - .591 + 2 - 2) = 700 \times 21.409 = 14.986,3 \text{ cm}^3$$

$$W_f = 28 \times 14.13 \times 19.909 = 7876.796 \text{ cm}^3$$

$$W_s = 14986.3 + 7876.796 = 22863.096$$

$$\sigma_{ep} = \frac{536800}{22836.096} = 23.478 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{fp} = 28 \times 23.478 = 657.409 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fp} = \frac{23.478 \times 700 + 657.409 \times 14.13}{29.13} = \frac{16434.600 + 9289.185}{29.13} = 883.068 \text{ kg/cm}^2$$

Sovraccarichi.

$$W_e = 14986.3 \text{ cm}^3$$

$$W_f = 7 \times 14.13 \times 19.909 = 1969.199 \text{ cm}^3$$

$$W_s = 14986.3 + 1969.199 = 16955.499$$

$$\sigma_{ep} = \frac{383700}{16955.499} = 22.629 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{fp} = 7 \times 22.629 = 158.408 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fp} = \frac{22.629 \times 700 + 158.408 \times 14.13}{29.13} = \frac{15840.87 + 2238.316}{29.13} = 620.638 \text{ kg/cm}^2$$

Sommando i valori trovati si ha:

$$\sigma_e = 1.230 + 23.478 + 22.629 = 47.337 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f' = 465.440 + 905.460 + 657.409 + 158.408 = 2186.717 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = -221.199 + 462.283 + 883.068 + 620.638 = 1744.790 \text{ kg/cm}^2$$

Per quanto riguarda la sequenza delle iterazioni, l'elaboratore è programmato nel seguente modo:

1) Fa in modo che la σ_f' e la σ_e risultino minori delle σ ammissibili aumentando la sezione del ferro compresso fino a che risulti $A_f' = 0.45 A_f$ onde evitare che si abbiano travi troppo pesanti. Una volta raggiunto tale valore per A_f' , passa dalla sezione prescelta alla seguente e poi alla successiva. Se anche questo non bastasse aumenta A_f' fino a raggiungere le condizioni volute. È ovvio che, volendo può essere variata la condizione $A_f' = 0.45 A_f$ come può essere imposto di non variare la sezione resistente (ad esempio se si impiegano pannelli prefabbricati dove non si possono fare gli abbassamenti dei solai).

2) Fa in modo che la σ_f risulti minore della σ ammissibile.

Per ragioni di spazio non è sviluppato il calcolo della trave 102.

Per completare il calcolo delle travi in campata occorre determinare i valori degli abbassamenti.

a) *Abbassamento della trave metallica sottoposta ai carichi iniziali.*

Trattandosi di trave semplicemente appoggiata il valore di η è dato da:

$$\eta = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{E J}$$

od anche:

$$\eta_f = \frac{1}{96} \cdot \frac{M P^2}{E J}$$

che, fatte le opportune semplificazioni dimensionali diventa:

$$\eta_f [\text{mm}] = \frac{0.5 \times M [\text{kgm}] \times l_0^2 [\text{m}^2]}{J_f [\text{cm}^4]}$$

che, nel caso in esame, vale:

$$\eta_f = \frac{0.5 \times 2570 \times 5.8^2}{3802.8} = 11.3672 \text{ mm}$$

b) Abbassamento della trave mista sottoposta al carico di 1 t/m nelle sue effettive condizioni di vincolo elastico con tutte le campate adiacenti scariche.

La formula è:

$$\eta = \frac{p l^4}{E J} \left(\frac{5}{384} - \frac{\mu_a + \mu_d}{16} \right)$$

dove μ_a e μ_d sono i coefficienti dei momenti d'incastro elastico calcolati precedentemente (pag. 25) e che, nel caso della trave 101 valgono:

$$\mu_{a101} = 0.07141 \quad \mu_{d101} = 0.05395$$

la formula, con le opportune semplificazioni dimensionali, diventa:

$$\eta = \frac{l_0^4 [\text{m}^4]}{J_f [\text{cm}^4]} \cdot \frac{n \times 100}{2.1} \left(1.302 - \frac{\mu_a + \mu_d}{0.16} \right)$$

il valore di J_{Tn}^* si ha determinando prima:

$$J_{Tn}^* = \frac{n A_{JT} \times y_{st} + S}{n A_{JT} + A_s} = \frac{7 \times 49.982 \times 16.898 + 10750}{7 \times 49.982 + 1700} = 8.128 \text{ cm}$$

e poi:

$$J_{Tn}^* = 60438 + 1700 \times (8.128 - 6.323)^2 + 7 \times [3.802.8 + 49.982 \times (8.128 - 16.898)^2] = 119.506,066$$

e nel caso della trave 101 è:

$$\eta = \frac{5.8^4}{119.506,066} \cdot \frac{700}{2.1} \left(1.302 - \frac{0.07141 + 0.05395}{0.16} \right)$$

$$\eta = 1.636 \text{ mm}$$

Questo dato serve per il collaudo.

c) Monta da dare alla trave REP perchè, a carichi fissi totalmente agenti ed a fenomeni viscosi esauriti la trave mista risulti con l'estradosso in piano.

Il valore della monta è uguale a:

$$\eta_m = \eta_f + \eta_g$$

dove η_f è l'abbassamento della trave metallica η_g è l'abbassamento della trave mista quando tutte le travi della serie sono sottoposte ai carichi fissi:

$$\eta_g = \frac{l_0^2}{J_{Tn}^*} \times \frac{n^*}{2.1} \left(g \times l_0^2 \times 1.302 - \frac{M_a + M_d}{0.16} \times \frac{g}{g+p} \right)$$

$$\eta_{Tn}^* = \frac{28 \times 49.982 \times 16.898 + 10750}{28 \times 49.982 + 1700} = 11.098$$

$$J_{Tn}^* = 60438 + 1700 \times (11.098 - 6.323)^2 + 28 [3802.8 + 49.982 \cdot (11.098 - 16.898)^2] = 252756,507 \text{ cm}^4$$

$$\eta_g = \frac{5.8^2}{252756,507} \times \frac{28}{2.1} \times \left(2200 \times 5.8^2 \times 1.302 - \frac{10682 + 9675}{0.16} \times \frac{2200}{3600} \right) = 3.3015 \text{ mm}$$

per cui in totale:

$$\eta_m = 11.3672 + 3.3015 = 14.6687 \text{ mm}$$

l'elaboratore a questo punto trascrive tutti i risultati nel seguente formato:

7	28	.267 .21							
Ø		1.4	1.2	600	9500	1400			
101		6.2	5.8	600	2800	1400			
102		4.65	4.3	600	2800	1400			

T 101	h = 22	SEZ. 3	- 11776 -	M _T	M _g	M _p	M _{p37}		
- 6 -	2 0 30	1 0 24/ 20	Δ _f	47.00	2143	1799	(11.3	1.7	14.6)
		ANIMA Ø/BASSO [cm]		σ _c	σ _f	σ _f	σ _f	σ _f	σ _m
				kg/cm ²					[mm]
T 102	H = 22	SEZ. 2	- 7145 -	M _T	M _g	M _p			
- 2 -	2 0 22	1 0 22/ 20	Δ _f	42.58	1993	1622	(5.3	.9	5.7)

Esaurito in tal modo il calcolo delle travi in campata si passa al dimensionamento delle travi ai momenti negativi.

1) Trave preceduta da uno sbalzo.

Si è già visto che per il calcolo della trave in mezzzeria, o meglio nel punto di momento max non si tiene conto, dello sbalzo, a tutto vantaggio della stabilità.

Nel caso generale si confronta il valore del momento d'incastro dello sbalzo:

$$M_{ab} = \frac{(i + g + p) \times l_T^2}{2}$$

con il valore del momento d'incastro elastico di sinistra della trave già determinato mediante la:

$$M_{101} = \mu_{a101} \times (g_{101} + p_{101}) \times P_{0101}$$

La verifica è fatta per il maggiore tra questi due valori suddiviso in 2 parti M_g ed M_p utilizzando le % di g e p dalla parte (sbalzo o trave) dove la % di p è maggiore.

Di solito valgono le % di p dalla parte della trave perchè sullo sbalzo, per la presenza di muretti o di muri per bow-window, la % di p risulta più bassa.

Nel caso in esame è:

Carico iniziale:

$$M_{ab} = \frac{600 \times 1.4^2}{2} = 588 \text{ kgm}$$

$$M_{ab} = \frac{(9500 + 1400) \times 1.4 \times 1.2}{2} = 10.682 \text{ kgm}$$

$$M_{101} = 8648,036 \text{ kgm}$$

in tal caso i momenti necessari per le verifiche sono:

$$M_{01} = 588 \text{ kgm}$$

$$M_{101} = 10.682 \text{ kgm}$$

la prima verifica da effettuare è quella della trave metallica sottoposta al momento iniziale dello sbalzo, ha:

$$T = \frac{M}{h'} = \frac{58800}{(22 - 1.5)} = 2868.292 \text{ kg}$$

la sezione del ferro teso coincide con quella del ferro compresso della trave (2030; 14,13 cm²), la σ corrispondente è:

$$\sigma = \frac{2868.292}{14.13} = 202.993 \text{ kg/cm}^2$$

per cui risulta superdimensionata. Per la sezione del ferro compresso senza monconi saldati si considera una linguetta di piatto di 6 cm² (100 x 6) avente un momento d'inerzia minimo $J = 0.18 \text{ cm}^4$.

Applicando anche in questo caso la formula di Eulero si ha:

$$P_{amm} = \frac{1}{4} \times \frac{\pi^2 E J}{l^2}$$

dove l è il passo dell'anima e sostituendo ai simboli il loro valore:

$$P_{amm} = \frac{1}{4} \times \frac{3.141^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.18}{20^2} = 2330 \text{ kg}$$

se la forza di compressione T è maggiore, come nel caso in esame (2868.3), si calcola il valore minimo di J mediante la:

$$J_{min} = \frac{4 \cdot l^2 \times T}{\pi^2 E} = \frac{4 \times 20^2 \times 2868.292}{3.141^2 \times 2.1 \times 10^6} = 0.221 \text{ cm}^4$$

la sezione minima con monconi saldati è formata dal piatto 100 x 6 + 2Ø18 in tal caso la posizione del baricentro è:

$$y_s = \frac{10 \times .6 \times 0.3 + 2 \times 2.543 \times (.9 + .6)}{6 + 5.087} = 0.851 \text{ cm}$$

ed

$$J = 0.18 + 2 \times 0.515 + 6 \times (0.851 - 0.3)^2 + 5.087 \times (1.5 - 0.851)^2 = 5.167 \text{ cm}^4$$

per cui si può dire che 2Ø18, come spezzoni aggiunti, sono più che sufficienti a garantire lo svergolamento del piatto inferiore.

Infatti in tali condizioni, il raggio minimo d'inerzia diventa:

$$\rho = \sqrt{\frac{5.167}{11.087}} = \sqrt{0.466} = 0.682 \text{ cm}$$

a cui corrisponde, per il passo $l = 20 \text{ cm}$; un λ (metodo ω)

$$\lambda = \frac{20}{0.682} = 29.296$$

e per il passo massimo impiegato nelle travi REP $l = 60 \text{ cm}$:

$$\lambda = \frac{60}{0.682} = 87.97 < 100$$

per cui è possibile concludere che quando sono previsti spezzoni compressi saldati non occorre verificare il ferro compresso a carico di punta.

VERIFICA AL MOMENTO NEGATIVO DELLA TRAVE MISTA.

La verifica è fatta all'estremo sinistro della 1^a trave a filo pilastro (cfr. art. 23 RDL 2229 del 16-11-1939).

Il momento in asse al pilastro è quello di cui si è già detto e che per la trave 101 estremo sinistro vale:

$$M_{s101} = 10.682 \text{ kgm}$$

la dimensione del pilastro nel senso della trave è 40 cm per cui:

$$M_R = 10.682 - \frac{(2200 + 1400) \times 6.2}{2} \cdot 0.2 = 10682 - 2232 = 8450 \text{ kgm}$$

Trascurando l'effetto della differenza tra i 2 momenti di estremità M_{s101} ed M_{d101} .

Facendo la suddivisione del momento ora trovato nelle due parti di cui già detto, si ha:

$$M_{s101P}^* = 8450 \times \frac{2200 + 1400}{2200} = 5163 \text{ kgm}$$

per la quota relativa ai carichi fissi e

$$M_{s101P}^* = 8450 - 5163 = 3287 \text{ kgm}$$

per quella relativa ai sovraccarichi accidentali.

La sezione resistente è una sezione rettangolare in calcestruzzo larga 10 cm più del piatto per tener conto del riempimento delle pignatte come indicato in fig. 33.

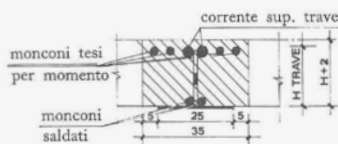


Fig. 33.

$$y_T = \frac{840 \times 12 + 10 \times (18.152 \times 20.5 + 11.087 \times 0.251)}{1132.39} = 12.212$$

Momento d'inerzia baricentrico:

$$J = \frac{35 \times 24^3}{12} + 840 \times (12 - 12.212)^2 + 10 \times [18.152 \times (20.5 - 12.212)^2 + 11.087 \times (12.212 - 0.251)^2] = 68688.207 \text{ cm}^4$$

Forza di compressione:

$$F = 50.4 \times A_c = 42.336 \text{ kg}$$

Momento:

$$M = 42.336 \times (12.212 - 12) = 8954 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_{sR} = -50.4 + \frac{42.336}{1132.39} + \frac{8954 \times 12.12}{68688.207} - 50.4 + 37.898 + 1.591 = -11.421 \text{ kg/cm}^2$$

Si determina innanzi tutto la sezione approssimata dei monconi superiori mediante la:

$$A_f = \frac{M_{R101}}{H^* \times (\sigma_{am} + 300)} = \sim \frac{845000}{0.9 \times 22 \times 2500} = 17.070 \text{ cm}^2$$

da questa area si deduce quella del corrente superiore della trave nel caso di sbalzo:

$$A_{f0} = 17.070 - 14.13 = 2.940 \text{ cm}^2$$

pari a 2 ϕ 16 (minimo impiegato):

$$A_{f0} = 4.022 \text{ cm}^2$$

pertanto la 1^a verifica è fatta con una sezione in calcestruzzo con:

$$B = 35 \text{ cm}$$

$$A_f = 14.13 + 4.022 = 18.152 \text{ cm}^2$$

$$A_f' = 11.087 \text{ cm}^2$$

$$H_c = H_{max} + 2 = 24 \text{ cm}$$

$$h = 22 - 1.5 = 20.5 \text{ cm}$$

$$h' = 0.85 - 0.6 = 0.25 \text{ cm}$$

Ritiro impedito:

$$n = \frac{E_f}{E_c} = 10$$

Sezione totale omogeneizzata:

$$A_T = 24 \times 35 + 10 \times (18.152 + 11.087) = 840 + 293.239 = 1132.39 \text{ cm}^2$$

posizione del baricentro della struttura mista dal filo inferiore della sezione in calcestruzzo:

$$\sigma'_{fR} = \left(\frac{42336}{1132.39} + \frac{8956 (12.212 - .251)}{68688.207} \right) \times 10 (37.898 + 1.559) \times 10 = 394.575 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fR} = \left(\frac{42336}{1132.39} - \frac{8956 (20.5 - 12.212)}{68688.207} \right) \times 10 (37.898 - 1.0806) \times 10 = 368.173 \text{ kg/cm}^2$$

SOLLECITAZIONI DERIVANTI DAI CARICHI FISSI:

$$M_{101aP} = 5163 \text{ kgm}$$

e, usando le normali formule della sezione rettangolare in c. a. con doppia armatura e con $n^* = 28$ si ha:

$$x = \frac{n^* (A_f + A_f')}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (A_f h + A_f' h')}{n^* (A_f + A_f')^2}} \right) = \frac{28 \times (18.152 + 11.087)}{35} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{70 \times (18.152 \times 20.5 + 11.087 \times 0.251)}{28 \times (18.152 + 11.087)^2}} \right) = \frac{818.692}{35} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{70 (372.116 + 2.782)}{28 \times 854.919}} \right) = 23.391 (-1 + 1.44786) = 10.475 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ov} = \frac{516300}{\frac{35 \times 10.475}{2} - \left(20.5 - \frac{10.475}{3} \right) + 28 \times 11.087 \times \frac{10.475 - .251}{10.475} (20.5 - 0.251)} = \frac{516300}{3118.047 + 6135.395} = \frac{516300}{9253.442} = 55.795 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{fP} = 28 \cdot 55.795 \cdot \frac{10.475 - .251}{10.475} = 1524.828 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fP} = 28 \cdot 55.795 \cdot \frac{20.5 - 10.475}{10.475} = 1495.145 \text{ kg/cm}^2$$

SOLLECITAZIONI DERIVANTI DAI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI.

$$M_{s101P} = 3287 \text{ kgm}$$

Applicando le formule precedenti e sostituendo il valore di n^* con $n = 7$ si ha:

$$x = \frac{7 \times (18.152 + 11.087)}{35} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{70 \times (18.152 \times 20.5 + 11.087 \times 0.251)}{7 \times (18.152 + 11.087)^2}} \right) = \frac{204.673}{35} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{70 \times (372.116 + 2.782)}{7 \times 854.919}} \right) = 5.847 (-1 + 2.3206) = 7.721 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{328700}{\frac{35 \cdot 7.721}{2} \left(20.5 - \frac{7.721}{3}\right) + 7 \cdot 11.087 \cdot \frac{7.721 - 0.251}{7.721} (20.5 - 0.251)} = \frac{328700}{2422.318 + 1520.415} = \frac{328700}{3942.733} = 83.343 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{fR} = 7 \times 83.343 \frac{7.721 - 0.251}{7.721} = 564.435 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fR} = 7 \times 83.343 \frac{20.5 - 7.721}{7.721} = 965.587 \text{ kg/cm}^2$$

In totale perciò si ha:

$$\sigma_c = -11.421 + 55.795 + 83.343 = 127.717 > 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_f = 394.575 + 1524.828 + 564.435 = 2483.838 > 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = -368.173 + 1495.145 + 965.587 = 2092.529 < 2200 \text{ kg/cm}^2$$

A questo punto, essendo risultate σ_c e σ'_f maggiori di quelle ammissibili, il procedimento viene iterato fino a trovare la soluzione che soddisfi il problema notando che, nel caso i monconi compressi dovessero superare i 4032 la larghezza del calcestruzzo verrebbe aumentata di 10 cm, e si ricomincerebbero le verifiche partendo da 2018; se anche in questo caso si dovesse ripetere la situazione si aumenterebbero altri 10 cm e così via fino a trovare la soluzione.

Qui di seguito sono riportati i valori ottenuti con l'elaboratore per tutte le iterazioni di: $A_f + A'_f$, $\frac{F}{A_T}$, M , σ_{cR} , σ'_{fR} , σ_{fR} , x_T , σ_{sp} , σ_{cp} , numero e ϕ dei monconi tesi, numero e ϕ dei monconi compressi, σ_c , σ'_f , σ_f

29.235 = $\Delta_f + A'_f$	37.3877	$\frac{F}{A_T}$	7939.1 = M	11.6172 = σ_{cR}	387.828 = σ'_f
364.362	x_T 7.68109	$\frac{F}{A_T}$	$\sigma'_f = 54.5535$	$\sigma_{cp} = 82.1062$	$n = 2$
16 = ϕ_{sup}	2 = n	σ'_f	18 = ϕ_{inf}	125.042 σ_c	2466.66 ϕ_f
2051.98					
30.429	36.9976	2555.24	12.969	374.31	
366.944	7.5472	51.2167	79.4232	2	
16	2	20	117.671	2356.97	
2050.07					
31.747	36.5763	-3258.77	14.3559	360.441	
369.592	7.4033	47.9656	76.6435	2	
16	2	22	110.253	2249.13	
2049.12					
33.192	36.1253	-9482.72	15.7629	346.371	
372.278	7.25009	44.8327	73.7951	2	
16	2	24	102.865	2144.16	
2049.15					

34.762	35.6478	-16073.4	17.1721	332.279
374.969	7.08888	41.8499	70.9136	2
16	2	26	95.5914	2043.16
2050.13				
36.457	35.1462	-22996.	18.5703	318.297
377.639	6.92079	39.0337	68.0266	2
16	2	28	88.49	1946.77
2052.				
38.279	34.6225	-30223.2	19.9477	304.523
380.269	6.74674	36.3894	65.1551	2
16	2	30	81.5968	1855.26
2054.67				
M	B=	M _T	M _{2g}	M _{Rb}
0	(35)	- 10682 -	8449	5163
2 0 16	2 0 30	81.60	1855	2054
$\phi_{CORR. SUP.}$	$\phi_{CORR. INF.}$	σ'_f	σ'_f	σ'_f

I valori dell'ultima iterazione sono:

$$b = 35 \qquad h = 24 \text{ cm}$$

$$A_f = 14.13 + 4.022 = 18.152 \text{ cm}^2 \qquad h = 20.5 \text{ cm}$$

$$A'_f = 6 + 14.13 = 20.13 \text{ cm}^2 \qquad h' = 1.563 - 0.6 = 0.963$$

RIIRO.

$$A_T = 24 \times 35 + 10 \times (18.152 + 20.13) = 1222,820 \text{ cm}^2$$

$$y_T = \frac{840 \times 12 + 10 \times (18.152 \times 20.5 + 20.13 \times 0.963)}{1222.820} = 11.445 \text{ cm}$$

$$J = \frac{35 \times 24^3}{12} + 840 \times (12 - 11.445)^2 + 10 \times [18.152 \times (20.5 - 11.445)^2 + 20.13 \times (11.445 - .963)^2] = 77579.414 \text{ cm}^4$$

$$F = 42336 \text{ kg}$$

$$\sigma_R = \frac{42336}{1222.82} = 34.621 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 42336 \times (11.445 - 12) = -23496 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_{cR} = -50.4 + 34.621 - \frac{23496 \times 11.445}{77579.414} = 50.4 + 34.621 - 3.466 = -19.245 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{fR} = 10 \cdot \left(34.621 - \frac{23496 \times (11.445 - .963)}{77579.414} \right) = 10 \cdot (34.621 - 3.174) = 314.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fR} = 10 \cdot \left(34.621 + \frac{23496 \times (20.5 - 11.445)}{77579.414} \right) = 10 \cdot (34.621 + 2.742) = 373.634 \text{ kg/cm}^2$$

CARICHI FISSI:

$$M = 5163 \text{ kgm}$$

$$x = \frac{28 \times (18.152 + 20.13)}{35} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{70 \times (18.152 \times 20.5 + 20.13 \times .963)}{28 \times (18.152 + 20.13)^2}} \right) =$$

$$= \frac{1071.896}{35} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{70 (372.116 + 19.385)}{28 \times 1465.511}} \right) = 30.625 (-1 + 1.2914) = 8.926 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cv} = \frac{516300}{\frac{35 \times 8.926}{2} \left(20.5 - \frac{8.926}{3} \right) + 28 \times 20.13 \times \frac{8.926 - .963}{8.926} (20.5 - 0.963)} =$$

$$= \frac{516300}{2737.492 + 9823.767} = \frac{516300}{12561.260} = 41.102 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{N'} = 28 \times 41.102 \times \frac{8.926 - .963}{8.926} = 1026.690 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{N'} = 28 \times 41.102 \times \frac{20.5 - 8.926}{8.926} = 1492.268 \text{ kg/cm}^2$$

SOVRACCARICHI:

$$M = 3287 \text{ kgm}$$

$$x = \frac{7 \times (18.152 + 20.13)}{35} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{70 \times (18.152 \times 20.5 + 20.13 \times 0.963)}{7 \times (18.152 + 20.13)^2}} \right) =$$

$$= \frac{267.974}{35} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{70 (372.116 + 19.385)}{7 \times 1465.511}} \right) = 7.656 (-1 + 1.916) = 7.013 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{328700}{\frac{35 \times 7.013}{2} \left(20.5 - \frac{7.013}{3} \right) + 7 \times 20.13 \times \frac{7.013 - 0.963}{7.013} (20.5 - 0.963)} =$$

$$= \frac{328700}{2229.211 + 2374.977} = \frac{328700}{4604.189} = 71.391 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{fp} = 7 \times 71.391 \times \frac{7.013 - .963}{7.013} = 431.126 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fp} = 7 \times 71.391 \times \frac{20.5 - 7.013}{7.013} = 960.929 \text{ kg/cm}^2$$

ed in totale:

$$\sigma_c = -19.245 + 41.102 + 71.391 = 93.248 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_f = 314.47 + 1026.69 + 431.126 = 1772.287 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = -373.634 + 1492.268 + 960.929 = 2079.563 < 2200 \text{ kg/cm}^2$$

Il confronto dei dati ottenuti con l'elaboratore evidenzia il fatto che al crescere dei monconi compressi, diminuisce la σ_c ed aumenta la σ'_f ; ciò è dovuto al fatto che per ragioni di spazio nel programma è stato necessario considerare A'_f concentrata al filo inferiore della sezione.

Il calcolo potrebbe proseguire con le verifiche del secondo appoggio. L'unica differenza sta nel fatto che, ai fini del ritiro, l'area totale del ferro considerata è data dalla somma delle aree:

- del corrente superiore della trave;
- dei 6 cm del piatto 100×6 ;
- dei monconi tesi;
- degli eventuali monconi compressi.

Ai fini del momento il corrente superiore della trave non viene considerato.

Qui di seguito sono riportati i dati delle iterazioni fatte dall'elaboratore per il secondo ed il terzo appoggio.

	29.675	37.243	51658.9	2.8126	475.874
	312.338	7.99022	71.3538	91.9648	2
1°	32	0	0	160.506	2954.
	2201.93				
	34.761	35.6481	27689.8	10.0506	403.494
	325.844	7.3704	51.7443	73.7951	2
2°	32	2	18	120.489	2326.25
	2173.96				
	35.955	35.2932	22357.4	11.4416	389.584
	328.44	7.23474	48.5731	76.1931	2
3°	32	2	20	113.325	2221.84
	2172.32				
	37.273	34.9097	16593.1	12.8699	375.301
	331.105	7.08913	45.4824	73.4977	2
4°	32	2	22	106.11	2119.1
	2171.72				
	38.718	34.4986	10415.6	14.3201	360.799
	333.811	6.93434	42.5034	70.736	2
5°	32	2	24	98.9193	2019.06
	2172.15				
	40.288	34.0628	3866.64	15.7738	346.262
	336.524	6.77174	39.6666	67.9427	2
6°	32	2	26	91.8355	1922.79
	2173.6				
	41.983	33.6045	-3020.54	17.2172	331.828
	339.217	6.6025	36.9879	65.1447	2
7°	32	2	28	84.9153	1830.89
	2175.99				
	M 101: (35) - 9675 -	8106	4953	3152	
	2 0 32	2 0 28	84.92	1830	2175
	17.617	41.6623	13078.3	5.96526	444.347
	397.273	4.12923	23.5777	36.1819	2
1°	16	0	0	53.7943	1310.72
	2193.97				
	M 102 (35) - 3594 -	2129	1301	828	
	2 0 16	0 0 0	53.79	1310	2193

Resta infine da determinare la lunghezza massima dei monconi ottenuta mediante la:

$$d = 1.2 \frac{2M}{(g + p) \times l_T}$$

che rappresenta l'ascissa in cui il momento della reazione eguaglia quello massimo agente con un aumento del 20%:

$$d_1 = 1.2 \frac{2 \times 10682 \times 100}{3600 \times 6.2} = 114 \text{ cm}$$

la lunghezza minima è:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} = \frac{114}{2} = 57$$

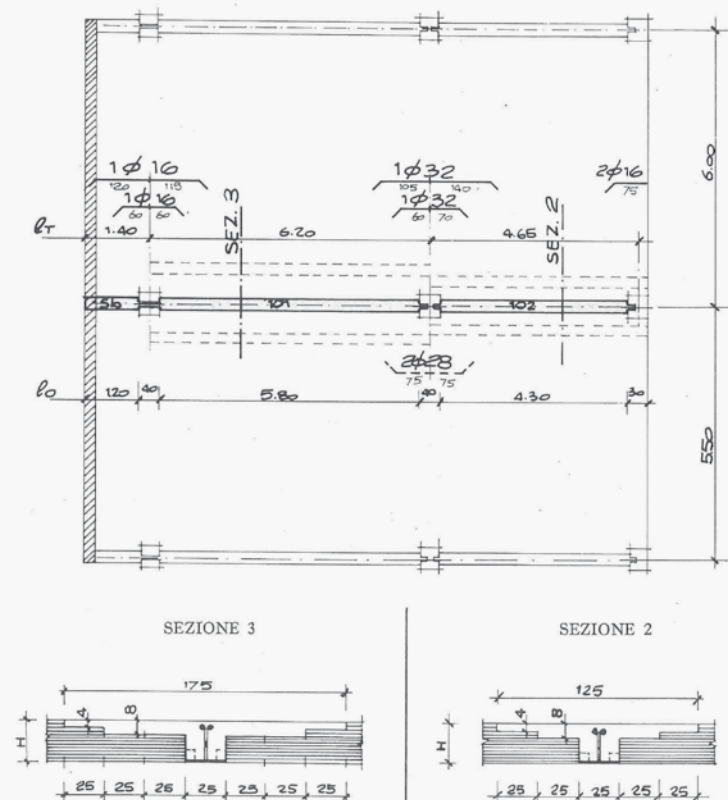
ma è stato imposto sia per d_1 che per d_2 il valore minimo 60 cm per cui risulta:

$$d_2 = 60 \text{ cm.}$$

A questo punto il tabulato si presenta nel formato seguente:

IMPOSTAZIONE	$n = 7 \quad 28 \cdot n^2 \quad i_1 = 0.267 \quad + 21 = k_n$						
		l_T	l_p	i	$i + g$	p	
	0	1.4	1.2	600	9500	1400	
	101	6.2	5.8	600	2800	1400	
	102	4.65	4.3	600	2800	1400	
MOMENTI POSITIVI	M_T						
	T 101	H = 22	SEZ. 3	-	M_{Tc}	M_{Tg}	M_{Tp}
	- 6	2 0 30	1 0 20/ 20	47.00	2143	1799	(11.3 1.7 14.6)
	A_i (cfr TAB.1)	A_i'	ANIMA	σ_c	σ_s'	σ_s	σ_b σ_m
	T 102	H = 22	SEZ. 2	-	7145	-	1414 3090 2640 (5.3 5 5.7)
MOMENTI NEGATIVI	M_R						
	M 0	(35)	-	10682	-	8449	5163 3286
	2 0 16	2 0 30		81.60	1855	2054	
	MONC. SUPERIORI	MONC. INFER.	σ_c	σ_s'	σ_s		
	M 101	(35)	-	9675	-	8106	4953 3152
	2 0 32	2 0 28		84.92	1830	2175	
	M 102	(35)	-	3594	-	2129	1301 828
	2 0 16	0 0 0		53.79	1310	2193	
MONCONI	L 101	114	60	104	60	l [cm] DALL'ASSE DEL PILASTRO	
	L 102	138	69	60	60		
	SINISTRA			DESTRA			

SCHEMA DI MONTAGGIO E MONCONI DA AGGIUNGERE IN OPERA:



COSTRUTTIVO DELLE TRAVI "REP."

n Trave	L _{ab} pili (1)	pili	L _{ab}	h	t	e	f _t (2)	f _c (3)	f _m (5)	R _m	L ₀	CORR. INF.		Anima	MONC. INF. saldati (1)		MONC. INF. non saldati		MONCONI SUPERIORI		
												20	L ₀		n-p	L _s	L _t	L _s	L _t	L _s	L _t
101	1,20	4,0	1,7	14,6	2,2	11,3	17	14,6	2,2	20	3,0	4,30	1,92	2,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
102	1,20	4,30	5,3	9,7	2,2	5,3	9,7	2,2	2,2	14	1,90	1,422	2,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20

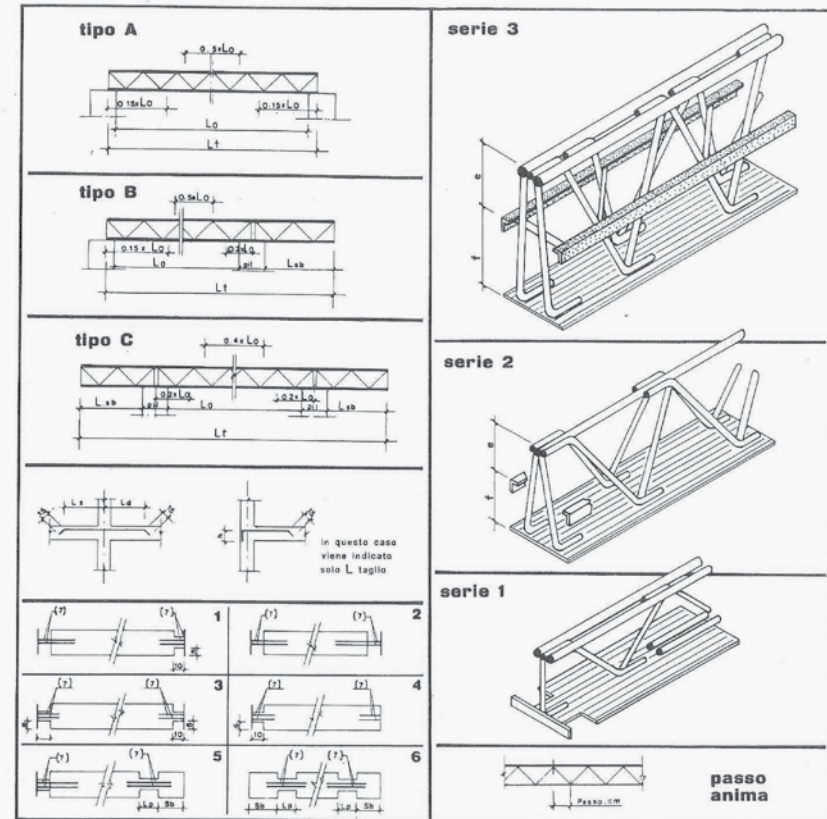
DAL DISSEGNO CONFERMATI CONFERME LUNGHEZZE PARTICOLARI CALCOLI TAGLIO

SE NON INDICATO ALTRIMENTI SI INTENDE ϕ COSTANTE PER TUTTA LA TRAVE CON PASSO DI 20 CM. EVENTUALI MONCONI AGGIUNTI AL PIATTO E RELATIVA LUNGHEZZA VANNO MESSI IN MEZZERIA DELLA TRAVE.

SE NON INDICATA: LA LUNGHEZZA DEL CORRENTE INFERIORE È UGUALE A QUELLA DEL CORRENTE SUPERIORE LA SEZIONE DEL PIATTO È DI 250x6

LUNGHEZZA DI TAGLIO: L₀ LUNGHEZZA SU TRAVE DI SINISTRA + LUNGHEZZA SU TRAVE DI DESTRA
 (1) LA SALDATURA VA FATTA A TUTTA LUNGHEZZA.

L_t = LUNGHEZZA SU TRAVE DI SINISTRA + LUNGHEZZA SULLA TRAVE DI DESTRA + PIEGATURE (~ 30 mm)



1) Le lunghezze delle travi sono desunte dai disegni forniti dal cliente. Le quote sottolineate sono state ricavate leggendo in scala per cui vanno controllate in cantiere. - 2) A meno che non sia indicato in modo diverso, le travi avranno le due estremità come indicato nel particolare 3. - 3) Abbassamento in mm. della trave metallica sottoposta al carico iniziale. - 4) Abbassamento in mm. della trave mista sottoposta al carico di 1/4m con le campate contigue scariche. - 5) Monta in mm. da dare alla trave metallica perché, a carichi flessi completati, si abbia l'intradosso in piano. - 6) Se non è indicato il valore Lt, vale quello del corrente superiore. - 7) Questi ferri, sono i monconi inferiori che vanno saldati alla trave. I monconi indicati con * e con ** possono avere sezione diversa da quella indicata nel tabulato perché: a) (*) mancano 15 cm² di piatto; b) (**) il piatto ha dimensioni maggiori di 5 cm².

NORME D'ESECUZIONE
 1) Le saldature devono soddisfare alle norme contenute nella tabella CNR-UNI 10011/87 e principalmente ai punti 2.4 - 5.5 - 5.6.2 - 5.6.4. - 2) La lunghezza dei cordoni di saldatura, si rileva da apposite tabelle. - 3) I correnti superiori ed inferiori possono essere giunti con saldatura di testa senza coprigiunti, solo nelle zone indicate in neretto; nelle altre zone occorrono i coprigiunti. - 4) Marcatura del materiale. I tondi impiegati sono sempre del tipo 2 CNR-UNI 10011/87; sul piatto va indicato il numero della trave con vernice bianca se l'acciaio impiegato è di tipo 1, con vernice azzurra se l'acciaio è di tipo 2.

7.2. Oggi: indicazioni per la progettazione ed il controllo del Sistema REP®

La presente guida ha il proposito di guidare “step by step” il progettista dell’opera ad un corretto utilizzo del Sistema REP® all’interno del proprio progetto a partire dalla scelta della maglia strutturale, alla modellazione numerica ed, infine, al controllo per accettazione del materiale in cantiere.

Il Sistema REP®, e questo è sicuramente uno dei maggiori pregi, è in grado di funzionare sia come sistema sismoresistente che come sistema pendolare in conformità con tutti i fattori di struttura presenti nella normativa vigente mantenendo inalterata la struttura (condizioni al contorno, schemi statici, ecc...) prevista dal progettista principale dell’opera. Partendo da questo presupposto è possibile modellarne l’inserimento direttamente in tutti i principali software di calcolo automatico agli elementi finiti presenti in commercio.

STEP 1

Una volta individuata la maglia strutturale tipica è possibile effettuare un predimensionamento delle strutture verticali ed orizzontali attraverso gli abachi presenti al paragrafo 8.2 del presente volume. Per le travi REP® è inoltre disponibile presso l’area riservata del sito www.tecnostrutture.eu uno strumento di calcolo più dettagliato in grado di restituire, oltre alla corretta geometria dell’elemento, i parametri di sollecitazione resistenti da utilizzarsi nella verifica del rispetto del principio di gerarchia delle resistenze ove necessario. Per maggiori chiarimenti su questo aspetto si faccia riferimento al paragrafo 12.2 (ricerca Eucentre) del presente volume.

STEP 2

Terminata la procedura indicata nello step precedente si disporrà delle varie dimensioni geometriche per ciascuno degli elementi che si sono scelti di utilizzare. Nella modellazione numerica si utilizzeranno tali dati. Tuttavia poiché gli elementi del Sistema REP® sono strutture di tipo misto acciaio-calcestruzzo, contenenti elevate percentuali di acciaio, presentano tipicamente valori di rigidità diversi rispetto alle medesime sezioni in calcestruzzo armato ordinario. Pertanto si è previsto di utilizzare dei valori di inerzia o di modulo elastico equivalente diversi così come espressamente indicato dalla normativa vigente ai paragrafi §4.3 e §7.6. Alcuni software in commercio presentano già la possibilità di modellare queste strutture tenendo conto dei diversi schemi statici di calcolo in funzione delle varie fasi costruttive: 1ª fase (struttura metallica isostatica) e 2ª fase (struttura mista acciaio calcestruzzo iperstatica). Uno dei principali vantaggi di questo metodo si rileva immediatamente una volta effettuata la sovrapposizione degli effetti, riscontrando una diminuzione del momento negativo in prossimità degli appoggi continui a scapito di un incremento del momento positivo che, tuttavia, potrà essere agevolmente assorbito dall’armatura in campata. Per maggiori chiarimenti su questo aspetto si faccia riferimento al paragrafo 8.3 “Esempio progettuale di edificio con modellazione FEM” del presente volume. Una volta completata la modellazione della struttura si disporranno dei corretti parametri di sollecitazione che verranno utilizzati dai progettisti del Sistema REP® per la verifica di dettaglio degli elementi.

STEP 3

Gli involucri, nelle combinazioni più significative, dei parametri di sollecitazione dovranno essere trasmessi ai progettisti del Sistema REP® in formato numerico o di grafico. In aggiunta a questi dati vengono richiesti gli elaborati grafici relativi all’inserimento degli elementi del sistema REP® unitamente alle indicazioni relative all’analisi dei carichi ed alle condizioni al contorno. Verrà restituita la progettazione completa di elaborati grafici per descrivere l’inserimento degli elementi e la loro geometria (dimensione, armatura, dettagli locali, ecc...) e di relazione di calcolo completa di tutte le verifiche previste dalla vigente normativa.

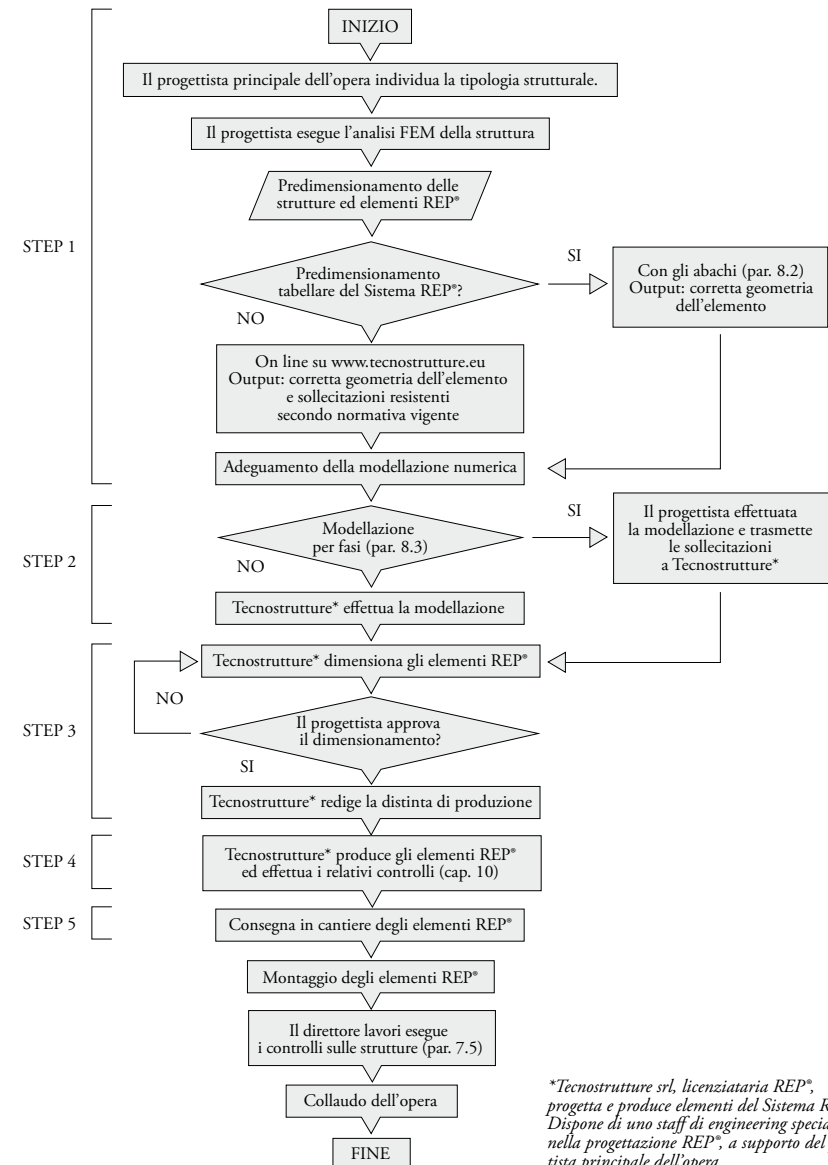
STEP 4

Il materiale trasmesso dai progettisti del Sistema REP® dovrà essere sottoposto ad approvazione preliminare alla produzione da parte del progettista principale dell’opera. In questo modo si garantisce il completo controllo a quanto progettato.

Tutta la produzione del Sistema REP® è qualificata ai sensi del §11 del DM 14.01.2008, tali controlli si estendono ai processi di saldatura, alla tracciabilità dei materiali, alle verifiche di conformità sotto la responsabilità del Direttore Tecnico del Centro di Trasformazione. In qualsiasi momento sarà possibile da parte del direttore dei lavori chiedere riscontro a tale figura preposta al controllo del processo su procedure, norme di riferimento e di produzione, certificati sui materiali, certificati di conformità, ecc...

STEP 5

In fase di consegna dei prodotti si dovrà verificare che siano presenti, così come previsto dal sistema di qualità, tutti gli elaborati grafici (due copie firmate dal nostro tecnico abilitato, due copie ad uso cantiere, il manuale d’uso del Sistema REP®) e tutta la certificazione prevista dalla normativa vigente (di origine e conformità, dei materiali, certificazione di resistenza meccanica al fuoco ove prevista).



7.3. Oggi: il progetto strutturale

Sempre più spesso il “progettista strutturale” non agisce più da solo, ma è coadiuvato da una molteplicità di collaboratori che curano i diversi aspetti specialistici dell’attività progettuale, quali la modellazione e l’analisi strutturale, la progettazione e verifica di elementi specifici, quali le fondazioni speciali, le opere provvisorie e le strutture prefabbricate.

In chiave moderna il progettista strutturale è colui che:

- assume il ruolo di coordinatore della fase progettuale, dialogando con il committente, l’architetto e il progettista degli impianti;
- opera le scelte fondamentali sulla tipologia strutturale, la forma, la collocazione e il collegamento delle diverse componenti della struttura;
- effettua la scelta dei materiali e dei carichi di progetto;
- analizza la risposta del complesso strutturale;
- approva, infine, e valida l’intero progetto della struttura.

Egli rimane dunque il solo responsabile della progettazione nel suo complesso e ha un ruolo fondamentale in quanto il suo operato determina l’efficienza o meno della struttura, in termini di velocità esecutiva, costo e ottemperanza dell’opera alle leggi vigenti e alle specifiche di progetto.

Tale distinzione e molteplicità di ruoli non si ha solo nelle costruzioni di rilevante entità, ma si impone anche nelle realizzazioni di piccola edilizia, essendo comunque oramai generalizzato l’utilizzo di componenti parzialmente o totalmente prefabbricati anche all’interno di un sistema edilizio prevalentemente realizzato in opera.

Tale tendenza alla cooperazione ha subito una battuta d’arresto con l’introduzione della nuova zonazione sismica nazionale, che, classificando l’intero territorio come sismico, ha eliminato la classica separazione di ruoli e di competenze fra il progettista delle strutture in opera e quelli delle strutture prefabbricate. Finché l’azione sismica non era da considerarsi fra i vincoli di progetto era usuale progettare travi e solai come in semplice appoggio sulle strutture verticali - con schemi di trave a una o più campate continue - in modo che queste ultime risultassero soggette puramente ad azioni assiali.

Questa assunzione progettuale, che rendeva di fatto staticamente indipendenti le strutture orizzontali da quelle verticali, consentiva parallelamente la netta separazione dei ruoli fra il progettista strutturale, che si occupava principalmente delle strutture in opera e delle fondazioni, e i fornitori delle strutture orizzontali prefabbricate, quali travi e solai, che con propri addetti si occupavano a posteriori della progettazione specifica degli elementi orizzontali.

Con l’avvento della nuova normativa sismica tale separazione dei ruoli spesso non è più possibile: ad esempio in una struttura sismo-resistente a telaio non è più possibile valutare le sollecitazioni sui pilastri a prescindere da quelle sulle travi, e viceversa.

Ciò, in molti casi ha portato ad un rifiuto da parte dei progettisti delle soluzioni con un certo grado di prefabbricazione, ad esempio delle soluzioni costruttive miste che prevedono pilastri e pareti in opera e orizzontamenti prefabbricati, per un ritorno verso le soluzioni interamente in opera.

Dal punto di vista del progettista strutturale ciò è semplificato, in quanto riduce il numero di soggetti coinvolti nella fase di progettazione e di opzioni possibili fra cui scegliere. Spesso però tale assunzione va a scapito dell’efficienza della progettazione come sopra definita, in quanto si rinuncia a priori a valutare quelle soluzioni a maggiore contenuto tecnologico, quali l’utilizzo di travi autoportanti parzialmente prefabbricate, che consentono ottimizzazioni tecnico-economiche con risparmio di tempi e di mezzi.

Obiettivo di questo capitolo è quello di fornire ai progettisti strutturali gli strumenti e le informazioni necessarie per poter considerare la possibile coesistenza dei componenti del Sistema REP® con le strutture realizzate in opera fin dalle prime fasi di impostazione del progetto. Questo senza aggravio di complicazioni di incombenze per il progettista principale dell’opera.

7.3.1. Peculiarità del Sistema REP® e vantaggi dell’uso in abbinamento con pilastri PDTI®

Le strutture realizzate con il Sistema REP® si discostano dalle tipologie strutturali tradizionali perché mutano il loro comportamento strutturale e lo schema statico dell’edificio con la fase di costruzione.

Si distinguono due diverse fasi di esercizio:

• **1ª fase:** quella fino a quando il getto di calcestruzzo non ha raggiunto la resistenza di progetto. In tali condizioni sul calcestruzzo non si hanno stati tensionali e tutti i carichi agenti in questa fase - dovuti al peso proprio delle travi, del getto di calcestruzzo e dei solai prefabbricati - vengono assorbiti dalle sole parti in acciaio saldate delle travi e non danno luogo a effetti di fessurazione o di viscosità. Sulle armature aggiuntive, in forma di barre sciolte e/o connessioni integrative non si hanno stati tensionali. La struttura si comporta in questa fase come una struttura reticolare metallica in autoportanza. L’autoportanza è totale se l’intero peso del solaio è affidato alla struttura metallica reticolare delle travi, oppure parziale se si sceglie che una aliquota del peso del solaio venga affidata ad una puntellazione di sostegno. In 1ª fase lo schema statico delle travi è quello di semplice appoggio sulle strutture verticali e nel suo complesso la struttura è di tipo pendolare. La luce di calcolo delle travi corrisponde alla distanza fra i martelli di appoggio. Sui muri e sui pilastri agiscono solamente carichi verticali agenti secondo l’asse del martello di appoggio delle travi.

• **2ª fase:** è quella in cui essendo maturato il getto di calcestruzzo si ha completa collaborazione fra parti metalliche saldate, calcestruzzo e armature aggiuntive disposte in opera. In tale situazione si ha una struttura di tipo misto acciaio-calcestruzzo in cui l’uguaglianza di deformazione fra parti in acciaio e il calcestruzzo che le avvolge è assicurata dalla penetrazione di quest’ultimo fra le maglie della struttura reticolare. In questa fase la struttura assume la sua monoliticità e quindi si ha trasmissione di momento flettente nei nodi fra travi e pilastri o muri. I carichi di 2ª fase inducono stati tensionali sia sul calcestruzzo che sull’acciaio. Quelli di lunga durata (carichi permanenti portati e quota quasi permanente dei carichi accidentali) inducono fenomeni di viscosità nel calcestruzzo; quelli di breve durata (carichi accidentali istantanei, vento e sisma) invece non portano a fenomeni di tipo reologico.

Nella progettazione si dovrà tenere conto della diversità fra la 1ª e la 2ª fase, sia nel calcolo delle sollecitazioni che nella verifica degli stati tensionali. In particolare ciò risulta importante nelle verifiche agli Stati Limite di Esercizio (verifica delle tensioni in esercizio, di fessurazione e di deformabilità). La differenziazione fra meccanismi resistenti di 1ª e 2ª fase viene invece meno nelle verifiche di rottura allo Stato Limite Ultimo.

I vantaggi dell’utilizzo del Sistema REP® combinato anche, ma non esclusivamente con l’utilizzo di pilastri PDTI®, sono già stati ampiamente descritti nelle precedenti parti del manuale. E’ utile comunque qui richiamarli brevemente ai fini degli scopi del presente capitolo.

Essi sono:

- riduzione dei tempi di montaggio e di assemblaggio delle strutture;
- diminuzione del livello di addestramento richiesto alle maestranze;
- riduzione della dotazione di cantiere necessaria per la messa in opera;
- autoportanza delle strutture in fase di montaggio: non è necessario prevedere puntellazioni provvisorie di travi e le strutture sono caricabili fin dal giorno successivo al getto. Il livello di autoportanza così come tempi di messa in carico delle strutture possono essere proporzionati in modo da ottimizzare il rapporto fra costo e beneficio;
- flessibilità e tolleranza del sistema di montaggio a secco: a calcestruzzo non indurito (1ª fase) essendo la struttura totalmente isostatica può assorbire imprecisioni di costruzione senza che si introducano stati di coazione nella struttura;
- ottimizzazione strutturale: poiché in 1ª fase le travi sono in semplice appoggio sui pilastri si ha trasferimento delle sollecitazioni dai nodi verso la campata, e le zone nodali delle travi

- risultano meno sollecitate a momento negativo laddove si deve esplicitare la dissipazione energetica durante l'azione sismica e più sollecitate a momento positivo le zone di campata laddove vi è maggiore disponibilità di calcestruzzo compresso. Per lo stesso motivo i pilastri risultano meno sollecitati a flessione per effetto dei carichi gravitazionali di prima fase;
- minor ingombro delle strutture con un alleggerimento generale degli edifici e quindi con vantaggi anche a livello fondazioni;
 - flessibilità di forme, anche in caso di soluzioni strutturali non convenzionali;
 - monoliticità strutturale: rispetto ai sistemi di prefabbricazione in c.a.p. tradizionali, a getto integrativo maturato (2^a fase) l'efficienza dei nodi è ripristinata e quindi la struttura risulta monolitica e internamente iperstatica come richiesto in una struttura che deve essere dissipativa in caso di eventi sismici ma rigida in condizioni di esercizio.

7.3.2. Le verifiche di progetto

7.3.2.1. Schema dei Carichi

Il Sistema costruttivo REP[®] richiede che i carichi siano suddivisi tra carichi agenti in 1^a fase sulla trave metallica considerata in semplice appoggio e senza collaborazione del calcestruzzo ed in carichi agenti in 2^a fase sulle travi a struttura ultimata. I carichi devono dunque essere distinti in carichi iniziali di 1^a fase, carichi permanenti di 1^a e di 2^a fase e sovraccarichi.

Carichi iniziali di 1^a fase:

- peso proprio della struttura metallica;
- peso del getto del calcestruzzo;
- quota di influenza del solaio compreso tra la trave ed il primo rompitratta;
- ulteriori carichi sia concentrati che distribuiti, ivi compresi eventuali carichi derivanti da elementi strutturali poggiati stabilmente sulla trave o inseriti provvisoriamente su di essa in 1^a fase.

Carichi permanenti di 2^a fase:

- carichi permanenti derivanti dalla 1^o fase;
- incidenza dei tramezzi;
- peso del massetto, del pavimento e dell'intonaco;
- peso di eventuali arredi fissi;
- la parte fissa di eventuali ulteriori carichi concentrati gravanti sulla trave (pilastri, muri portanti,...).

Sovraccarichi:

- sovraccarichi accidentali;
- la parte accidentale di eventuali carichi concentrati gravanti sulla trave (pilastri, muri portanti,...).

7.3.2.2. Sollecitazioni dovute ai carichi di 1^a fase

In 1^a fase le Travi REP[®] vengono dimensionate come strutture reticolari metalliche, considerando isostatiche le travi normali (le Travi REP[®] Dis possono essere considerate in continuità). La Trave REP[®], considerando solo i carichi iniziali, viene calcolata in autoportanza verificando le aste di parete compresse al carico di punta ed il corrente superiore allo svergolamento laterale.

7.3.2.3. Sollecitazioni dovute ai carichi di 2^a fase e totali

In 2^a fase le Travi REP[®] sono in condizione di continuità strutturale e presentano lo schema statico di travi continue con incastri elastici in estremità; sono calcolate prevedendo i carichi distribuiti sulle campate in modo da indurre in ogni sezione le massime caratteristiche della sollecitazione di flessione e di taglio.

Tutto lo sforzo di taglio deve essere assorbito dall'anima. La reticolare deve essere verificata sia agli effetti degli sforzi assiali sulle aste tese della trave metallica che agli sforzi di scorrimento della trave mista.

Il corrente inferiore è l'elemento della trave resistente a trazione che deve essere dimensionato in funzione degli effetti di 1^a fase combinati con le sollecitazioni dovute al massimo valore flettente agente in 2^a fase.

Il terminale, spesso ritenuto erroneamente solo atto a migliorare la distribuzione dei carichi iniziali, fungendo da dispositivo antiribaltamento durante la fase di montaggio dei solai, rappresenta il primo nodo di una struttura reticolare di collegamento con gli elementi verticali. Si considera inoltre, in fase di dimensionamento, che tale elemento trasversale deve assolvere in 2^a fase alla funzione di dispositivo di ancoraggio atto a resistere alle azioni di scorrimento tra calcestruzzo e trave reticolare metallica.

7.3.2.4. Verifica delle deformazioni

Le deformazioni dovute ai carichi elastici di 1^a fase, sono valutate separatamente da quelle dovute ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi. La valutazione dei carichi di 1^a fase viene fatta sulla base delle caratteristiche del solo componente metallico, mentre per la struttura di 2^a fase ultimata si considerano anche gli effetti elastici istantanei.

7.3.2.5 Redazione dei progetti strutturali

Il progetto strutturale esecutivo deve essere rappresentato in maniera chiara, senza ambiguità, completo e deve definire compiutamente in ogni dettaglio l'intervento da realizzare.

A riguardo, il §10 delle NTC 2008 disciplina la redazione del progetto esecutivo strutturale attraverso i seguenti elaborati:

- relazione di calcolo strutturale, completa di controllo dell'affidabilità del codice di calcolo automatico utilizzato e di verifica dell'attendibilità dei risultati ottenuti;
- relazione sui materiali;
- elaborati grafici, completi dei particolari costruttivi;
- piano di manutenzione della struttura dell'opera;
- relazioni specialistiche su indagini sperimentali ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Particolare attenzione deve essere posta per la presentazione dei risultati delle analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo, che deve indicare: tipo di analisi svolta, origine e caratteristiche del codice di calcolo, affidabilità dei codici utilizzati, validazione dei codici, modalità di presentazione dei risultati, informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

7.3.3. Tipologie strutturali

Dal punto di vista del meccanismo di assorbimento delle azioni orizzontali si opera la seguente distinzione fra le tipologie strutturali (si veda ad esempio §7.6 DM 2008):

- edifici a pareti o a nuclei di controventamento;
- edifici a telaio;
- strutture miste a telaio e pareti.

Nel caso di edifici a pareti o nuclei di controvento vi è una netta distinzione fra le parti strutturali deputate ad assorbire le azioni orizzontali - dovute al vento o al sisma - e quelle la cui funzione è di portare a terra i carichi verticali gravitazionali.

Le azioni orizzontali sono assorbite interamente da lame verticali all'uopo progettate che possono essere realizzate in c.a., semplici o accoppiate o articolate, in muratura semplice o armata, con controventi in acciaio o altra tipologia diversa. Oltre ai carichi orizzontali tali pareti in genere sopportano anche parte dei carichi verticali secondo l'area di influenza dei solai di loro competenza.

Travi e pilastri sono deputati a sopportare solo i carichi verticali e possono essere progettati come strutture pendolari, in cui i pilastri sono soggetti solamente a compressione verticale.

In presenza di un sistema di lame capace di rendere stabile l'edificio in ogni direzione, una volta che sia assicurata la formazione del piano rigido a livello dei solai, non è necessario avere un sistema di travi bidirezionali.

Rispetto ai carichi verticali l'edificio può essere calcolato a piani indipendenti con le travi che assumono lo schema statico di semplice appoggio in 1^a fase e di continuità in 2^a fase.

Rispetto all'assorbimento dell'azione sismica il sistema di travi e pilastri può essere classificato come "elemento strutturale secondario" (§7.2.3 DM 2008), la cui rigidità e resistenza può essere trascurata nella risposta sismica purché ne sia assicurata la capacità di resistenza alle azioni verticali quando la struttura è in condizioni deformate per effetto del sisma stesso.

Negli edifici a telaio invece sia le azioni verticali che quelle orizzontali vengono assorbite congiuntamente dal complesso di travi e pilastri ed entrambe inducono sollecitazioni di tipo flessionale - e quindi anche di taglio - su entrambe le tipologie di membratura.

Per assicurare la stabilità dell'edificio in ogni possibile direzione di arrivo del sisma, oltre alla presenza del piano rigido, è necessario assicurare un comportamento a telaio in tutte le direzioni: tipicamente questo si ottiene disponendo un ordito di travi a maglie ortogonali collegate rigidamente ai pilastri con nodi ad incastro capaci di trasmettere le sollecitazioni flettenti.

Non è più possibile pertanto distinguere nettamente i ruoli delle diverse strutture e conseguentemente risulta più difficoltosa anche la progettazione separata dei pilastri e delle travi. Per le luci e dimensioni correnti degli edifici e per i livelli di carico usuali tipicamente le combinazioni statiche sono dimensionanti per le travi, mentre quelle di tipo sismico sono dimensionanti per i pilastri.

Infine negli edifici misti a telaio e pareti il comportamento è di tipo ibrido fra i due sopra descritti. Normalmente il comportamento è misto quando le dimensioni delle pareti non sono chiaramente prevalenti rispetto a quella dei pilastri. In alcuni casi, ad esempio quando tutte le pareti di un edificio sono fra loro parallele la struttura è di tipo misto nel senso che secondo una direzione principale dell'edificio si comporta a parete e in direzione ortogonale si comporta invece a telaio.



Figura 1: schemi semplici di edifici a pareti, a telaio e misti a telaio e pareti

Evidentemente le strutture a pareti sono di più facile progettazione in quanto non vi è interazione progettuale fra lame di controvento e resto della struttura. L'esperienza progettuale dimostra inoltre che per edifici ordinari le strutture a pareti sono quelle più efficienti con funzione antisismica e quindi più convenienti da realizzare. La chiara distinzione di ruoli fra le strutture facilita anche la corrispondente distinzione di competenze fra i diversi professionisti impegnati nel processo progettuale: quelli deputati alla progettazione delle strutture di controvento e di fondazione potranno essere diversi da quelli deputati a dimensionare e verificare le strutture di piano e i pilastri. Negli edifici di tipo pendolare pertanto si è portati ad adottare la tecnologia REP[®] e il progettista principale demanda ai progettisti del Sistema REP[®] il dimensionamento e la verifica delle travi ed eventualmente dei pilastri PDTT[®].

Nel caso di strutture a telaio o miste telaio-pareti invece la struttura va vista interamente nel suo complesso e non è possibile l'analisi della sollecitazione sulle travi separata da quella sui pilastri. Non è più possibile suddividere lo studio degli impalcati per piani separati e occorre quindi una maggiore collaborazione e scambio di informazioni fra i diversi professionisti coinvolti. Volendo utilizzare la tecnologia REP[®] per la realizzazione di travi e pilastri occorrerà che il "progettista strutturale" ne tenga conto nella modellazione dell'edificio e nell'applicazione dei carichi.

Per ogni tipologia strutturale i progettisti del Sistema REP[®] forniscono le indicazioni operative sulle tecniche di modellazione ed analisi da adottarsi al fine di consentire l'adozione del Sistema REP[®] con i conseguenti vantaggi per il cantiere e il committente, senza aggravio di incombenze a carico del progettista strutturale.

7.3.4. Il comportamento statico

Il comportamento statico delle travi reticolari autoportanti REP[®] è collegato a due differenti momenti in cui la trave svolge la sua completa funzione statica:

- **1^a fase** sino al consolidamento del calcestruzzo la trave autoportante si comporta come una struttura reticolare metallica e presenta, in generale, schema isostatico;
- **2^a fase** a getto solidificato la trave autoportante è solidarizzata con le strutture portanti contigue (travi e pilastri) con conseguente configurazione meccanica di struttura mista acciaio-calcestruzzo. Nella progettazione si tiene conto della diversità fra la prima e la seconda fase, sia nel calcolo delle sollecitazioni che nella verifica degli stati tensionali.

Sulla trave reticolare metallica autoportante agisce il carico iniziale di autoportanza, che comprende il peso proprio della trave ed il solaio che le compete. La configurazione statica è di trave reticolare in semplice appoggio, con eventuali sbalzi d'estremità, soggetta, generalmente, ad un carico esterno uniformemente distribuito; saranno presenti pertanto, lungo l'asse longitudinale, sollecitazioni flettenti e taglianti, rispettivamente con andamento parabolico e lineare.

Poiché nelle Travi REP[®] i carichi di 1^a fase non hanno effetto nelle sezioni d'incastro, si verifica il trasferimento di una quota del momento flettente dall'incastro alla mezzeria. Pertanto, rispetto alle travi in cemento armato ordinario, si verificano minori sollecitazioni flessionali nel nodo trave-pilastro.



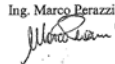
Per ciò che riguarda la 2ª fase, avendo il calcestruzzo raggiunto la propria resistenza caratteristica, agisce, sulla Trave REP®, oltre al peso proprio, il sovraccarico permanente e di esercizio di competenza. La configurazione nella quale la trave viene a trovarsi è in campata di struttura mista acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante e nelle sezioni d'estremità la configurazione statica è invariata qualora la continuità al nodo sia garantita da connessioni REP® TRC.

I risultati di ricerche teoriche e sperimentali svolte presso le Università di Palermo, Trieste, Venezia, Padova, Cosenza e Napoli hanno consentito di individuare un modello teorico corrispondente al reale comportamento delle Travi REP® nella 2ª fase.


Gli studi e le ricerche condotte dai Professori Giordano, Ombres e Spadea presso le Università di Napoli e Cosenza sul comportamento flessionale delle Travi REP® e sull'influenza dell'aderenza tra conglomerato e struttura metallica in fase elastica e plastica degli elementi inflessi sia a livello delle analisi teoriche che della sperimentazione, hanno dimostrato che l'assorbimento dello sforzo di taglio è interamente garantito dall'anima della trave e che pertanto è ininfluente l'aderenza tra conglomerato e piatto inferiore della trave.

7.4. Disciplinare di calcolo ACAI


7.4.1. Ricevuta del Disciplinare di calcolo della struttura mista "Travi Reticolari Autoportanti" da parte del Servizio Tecnico Centrale – Presidenza del Consiglio Superiore LL PP del 19.02.2009

	<i>Per ricevuta</i> 19 FEB. 2009	ASSOCIAZIONE FRA I COSTRUTTORI IN ACCIAIO ITALIANI 
PRESIDENZA DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LL.PP. SERVIZIO TECNICO CENTRALE SEGRETERIA		
Al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale Via Nomentana, 2 00161 Roma		
c.a. <u>Ing. Antonio Lucchese</u>		
Milano, 12 febbraio 2009 Prot. n°56A/mp		
Oggetto: Disciplinare di calcolo della struttura mista "Travi Reticolari Autoportanti"		
Egregio Ingegnere,		
facendo seguito al colloquio intercorso nell'incontro di martedì 10 Gennaio u.s. presso gli uffici del S.T.C., Le trasmettiamo il documento-guida "Disciplinare di Calcolo della struttura mista "Travi Reticolari Autoportanti" acciaio-calcestruzzo", elaborato del Comitato tecnico espresso dalle aziende associate ACAI nella Sezione Industrie Travi Reticolari Autoportanti.		
Con l'occasione Le porgiamo i migliori saluti,		
ACAI Ing. Marco Perazzi 		
Allegato: Disciplinare di calcolo della struttura mista "Travi Reticolari Autoportanti" Acciaio-Calcestruzzo		
<small>ACAI - Viale Abruzzi, 66 - 20131 Milano - Tel. 02/29.513.413 - Fax: 02/29.529.824 Codice Fiscale 80054790151 - web: www.acai.it - e-mail: segreteria@acciaio.it</small>		

7.4.2. Testo integrale del Disciplinare di calcolo ACAI



ASSOCIAZIONE
FRA I COSTRUTTORI
IN ACCIAIO ITALIANI



**sezione industrie travi
reticolari autoportanti**

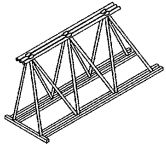
**DISCIPLINARE DI CALCOLO DELLA
STRUTTURA MISTA “TRAVI RETICOLARI AUTOPORTANTI”
ACCIAIO-CALCESTRUZZO**

1 - PREMESSA

Le travi reticolari autoportanti acciaio-calcestruzzo realizzate con acciai per strutture metalliche sono costituite da una reticolare metallica collaborante con il getto di calcestruzzo, previa posa in opera delle armature integrative aggiuntive.

Sono prevalentemente utilizzate per la realizzazione di impalcati di piano, in associazione a svariate tipologie di solai.

I principali vantaggi nell'utilizzo di questa tipologia di struttura mista acciaio-calcestruzzo conseguono alla capacità autoportante del traliccio metallico, durante la fase di assemblaggio e getto dei solai, a calcestruzzo fresco e quindi non collaborante. Ciò consente di evitare le strutture provvisorie di sostegno e la cassetta, semplifica la posa delle strutture prefabbricate e riduce i tempi di esecuzione, in modo da ottimizzare il rapporto fra costo e beneficio.



Il traliccio reticolare è formato da elementi strutturali monodimensionali (corrente superiore ed inferiore, anima di collegamento e dispositivo di appoggio), realizzati mediante l'impiego di

ACAI - Viale Abruzzi, 66 - 20131 Milano - Tel. 02/29513413 - Fax 02/29529824
Web: www.acalacs.it - e-mail: segreteria@acalacs.it



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

piatti, profilati a sezione piena (tondi e quadri) in acciai per strutture metalliche, assemblati tra loro tramite unioni saldate.

Tutte le preparazioni, gli assemblaggi, le saldature sono eseguite da personale specializzato, secondo quanto previsto e prescritto dalla normativa vigente, in stabilimenti industriali a ciò preposti.

L'intradosso della trave reticolare, su cui poggia il solaio di competenza, può essere costituito dal piatto metallico, ed eventuali barre aggiuntive a sezione piena (tondi o quadri), o dalla suola in calcestruzzo armato pregettata in stabilimento di prefabbricazione, nella quale sono annegate le armature metalliche.

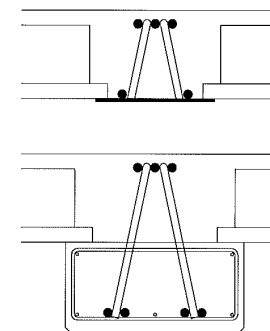


Figura 1 Travi reticolari autoportanti con piatto in acciaio e fondello in cls

2 - MATERIALI

I materiali utilizzati per assemblare le travi vengono specificati nella relazione di calcolo, nelle schede esecutive e sul frontespizio dei disegni di posa.



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

I materiali base componenti le travi risultano:

- Piatto in acciai per strutture metalliche, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025, a formare il corrente inferiore della trave.
- Barre in acciai per strutture metalliche, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025, utilizzate sia per il corrente superiore della trave che per l'armatura integrativa in corrispondenza dei nodi e le aste di parete.
- Saldatura a filo continuo, o altro procedimento previsto dalla normativa vigente, e materiale di apporto, che deve presentare caratteristiche equivalenti o superiori a quelle delle parti collegate.

3 - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Il comportamento statico della trave reticolare autoportante è collegato ai due diversi momenti in cui la trave metallica svolge la sua completa funzione statica:

- **prima fase**, sino al consolidamento del calcestruzzo, la trave autoportante funziona come una struttura reticolare metallica e presenta, in generale, schema isostatico;
- **seconda fase** a getto solidificato, la trave autoportante è solidarizzata con le strutture portanti contigue (travi e pilastri), con conseguente configurazione meccanica di struttura mista acciaio-calcestruzzo.

Nella progettazione si dovrà tener conto della diversità fra la **prima** e la **seconda fase**, sia nel calcolo delle sollecitazioni che nella verifica degli stati tensionali.



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

Le travi reticolari autoportanti con piatto inferiore in acciai per strutture metalliche possono essere prodotte con controfreccia o monta iniziale pari alla somma della freccia elastica dovuta ai carichi iniziali in prima fase ed ai carichi fissi in seconda fase.

L'autoportanza delle travi, nelle fasi di montaggio e getto del cls, è affidata al solo traliccio metallico costituito da elementi in acciai per strutture metalliche, per cui per tale fase si applicano norme e codici di calcolo relative alle strutture in acciaio in vigore, quali:

- Decreto Min. Infrastrutture 14.01.2008, paragrafo 4.2 "Costruzioni di acciaio";
- Eurocodice 3 "Progettazione delle strutture in acciaio";
- CNR N. 182 - 1997 "COSTRUZIONI DI ACCIAIO. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

Successivamente, dopo la maturazione ed il raggiungimento della resistenza caratteristica di progetto prevista per il calcestruzzo, la trave reticolare si costituisce elemento monolitico misto acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante, in cui il profilato metallico reticolare è interamente inglobato nel conglomerato cementizio.

In questa fase, le travi reticolari autoportanti rientrano nella famiglia delle "travi miste acciaio-calcestruzzo", in cui l'uguaglianza di deformazione fra parti in acciaio e il calcestruzzo, che le avvolge, è assicurata dalla penetrazione di quest'ultimo fra le maglie della struttura reticolare, e come tali sono verificate con le norme e codici di calcolo relativi:

- Decreto Min. Infrastrutture 14.01.2008, paragrafo 4.3 "Costruzioni composte di acciaio -



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

calcestruzzo”;

- Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo”;
- CNR 10016 N. 194 “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”.

In particolare tutto lo sforzo di taglio, in prima e seconda fase, deve essere assorbito interamente dall'anima. Il relativo traliccio deve essere pertanto verificato sia agli effetti degli sforzi assiali sulle aste tese della trave metallica in **prima fase**, che agli sforzi di scorrimento della trave mista collaborante in **seconda fase**, che differiscono dagli usuali modelli consolidati per le travi in c.a..

4 - CONNESSIONI

Le travi reticolari autoportanti miste acciaio-calcestruzzo sono collegate alle membrature verticali portanti (pilastri/setti) e realizzano con essi, in generale, gli elementi strutturali principali di un organismo strutturale. Nel caso di strutture intelaiate, le travi costituiscono, in generale, insieme ai pilastri/setti, gli elementi sismo-resistenti.

Fatte salve le tipologie di collegamento in opera di cui al punto 7.4.5.2 del D. Min. Infr. 14.01.2008, le connessioni in opera tra travi reticolari autoportanti ed elementi verticali si differenziano a seconda della tipologia strutturale, sostanzialmente in tre tipi:

1. **travi reticolari autoportanti e pilastri/setti in c.a.** Il trasferimento delle sollecitazioni tra la trave mista in acciaio-cls e l'elemento in c.a. avviene tramite tondi di acciaio per cemento armato ad aderenza migliorata (monconi). Si farà riferimento alle norme e



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

codici di calcolo delle strutture in calcestruzzo armato.

2. **travi reticolari autoportanti e pilastri in acciaio.** Si ricade nelle costruzioni in acciaio e si applicherà, di volta in volta, la normativa di calcolo richiesta per il tipo di connessione adottata.
3. **travi reticolari autoportanti e pilastri/setti a struttura mista.** Si farà riferimento alle norme e codici di calcolo delle strutture composte di acciaio-calcestruzzo.

Qualora tra l'elemento verticale (pilastro/setto) in c.a. e la trave reticolare autoportante mista acciaio-calcestruzzo sia interposto un dispositivo di trasmissione delle sollecitazioni in acciaio, si ricade nel caso di cui al precedente punto 2.

5 - PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Le strutture miste acciaio-calcestruzzo sono particolarmente indicate per la zona sismica, sia per la loro *resistenza*, che consente una riduzione delle masse, sia per la loro *duttilità*, che permette alla struttura di andare oltre il limite elastico senza rischio di collasso.

Al fine di garantire un comportamento strutturale dissipativo, ove richiesto, compatibile con i due livelli di “Capacità dissipativa” (Classi di duttilità – CD), previsti dal punto 7.2 del D. Min. Infr. 14.01.2008 e far ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze, per tutta la lunghezza delle zone critiche alle due estremità della trave reticolare autoportante mista acciaio-calcestruzzo, si disporranno staffe d'armatura in accordo col punto 7.4.6.2.1 “*armature trasversali*” del D. Min. Infr.



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

14.01.2008.

Il collegamento tra le travi reticolari autoportanti miste acciaio-calcestruzzo ed i pilastri rientrano pertanto nel caso “c” del punto 7.4.5.2 “collegamenti” del D. Min. Infr. 14.01.2008, ossia, *collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.*

6 - PRINCIPI E METODO DI ANALISI

Come già descritto nel precedente punto 3 “CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE”, il comportamento strutturale della trave reticolare metallica, riferito alle due diverse configurazioni nelle quali essa viene a trovarsi, presenta i seguenti meccanismi-resistenti:

- **Prima fase** – sulla trave reticolare metallica autoportante realizzata con acciai per strutture metalliche, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025, assemblata tramite unioni saldate con saldature a cordoni d’angolo, secondo quanto già specificato, **agisce il carico iniziale di autoportanza**, che comprende il peso proprio della trave ed il solaio che le compete, definito, di volta in volta, in fase di progettazione. La concezione strutturale e le fasi realizzative sono sempre indissolubilmente legate: la progettazione influisce sulle modalità di costruzione e puntellazione, così come la realizzazione è condizionata dalle scelte compiute in fase di progetto. La configurazione statica è di **trave reticolare in semplice appoggio, con eventuali sbalzi d’estremità**, soggetta, generalmente, ad un carico esterno uniformemente distribuito. Pertanto, lungo



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

l’asse longitudinale della trave, saranno presenti delle sollecitazioni flettenti e taglianti, rispettivamente con andamento parabolico e lineare. Queste sollecitazioni esterne saranno equilibrate, sezione per sezione, dagli sforzi assiali indotti sulla trave reticolare metallica composta da:

- a. **corrente inferiore**, costituito dal piatto metallico, ed eventuali barre aggiuntive a sezione piena (tondi o quadri), o dalla suola in calcestruzzo armato pregettata in stabilimento di prefabbricazione, nella quale sono annegate le armature metalliche;
- b. **corrente superiore**, costituito da barre a sezione piena (tondi o quadri);
- c. **elementi trasversali (anima)**, costituiti da barre a sezione piena (tondi o quadri) opportunamente inclinati e connessi ai due correnti, superiore ed inferiore, tramite i giunti saldati. Questi elementi trasversali sono alternativamente soggetti a trazione e compressione secondo la risoluzione della travatura reticolare.

Per tutti gli elementi compressi viene condotta la verifica all’instabilità, locale e globale.

- **Seconda fase** – effettuato il getto di calcestruzzo ed avendo questo raggiunto la propria resistenza caratteristica, sulla trave mista acciaio e calcestruzzo **agisce, oltre al peso proprio, il sovraccarico permanente e di esercizio di competenza**. La trave è solidarizzata alle strutture portanti contigue (travi e pilastri), ed è soggetta oltre che ai carichi esterni, alle interazioni meccaniche con le strutture adiacenti. La configurazione nella quale la trave viene a trovarsi **in campata è di struttura mista acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante**, mentre nelle sezioni d’estremità (a filo pilastro)



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

la configurazione statica è **invariata** qualora l'armatura di continuità al nodo sia costituita da tralici in acciai per strutture metalliche, mentre è di **trave in cemento armato normale** qualora l'armatura integrativa al nodo sia costituita da barre, superiori ed inferiori, in acciaio per c.a.. In particolare, in campata, le sollecitazioni cui la trave è soggetta sono quelle flettenti e taglianti con l'asse neutro della sezione trasversale che taglia la soletta di calcestruzzo. Il calcestruzzo disposto sotto l'asse neutro, sollecitato a trazione, è considerato non reagente, mentre il corrente metallico inferiore rappresenta l'elemento resistente "teso". L'elemento compresso è costituito dalla soletta di calcestruzzo posta al di sopra dell'asse neutro e dall'armatura metallica della trave collocata superiormente. Le anime verticali, che costituiscono il traliccio metallico, trattandosi di connettori delle travi miste acciaio-calcestruzzo (come indicato nell'Eurocodice 4 ed nel Decreto Min. 14.01.2008), sono dimensionate per assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra calcestruzzo e acciaio, trascurando l'effetto dell'aderenza tra i due materiali. L'intero sforzo tagliante viene affidato, pertanto, all'armatura metallica.

Alle due estremità la trave ha un comportamento analogo ad una trave in c.a., qualora l'armatura integrativa al nodo sia costituita da monconi, superiori ed inferiori, e staffatura in acciaio per c.a.: le sollecitazioni flettenti e taglianti in tale sezione vengono equilibrate dalle armature metalliche, disposte superiormente ed inferiormente, opportunamente dimensionate ed ancorate, e dalle classiche staffe chiuse (ovvero ferri



sezione industrie travi
reticolari autoportanti

tondi sagomati ad U rovesciata e richiusi mediante saldatura sul piatto metallico, se questo è presente) disposte per tutta la lunghezza delle zone critiche, in accordo col punto 7.4.6.2.1 "armature trasversali" del D. Min. Infr. 14.01.2008.


In queste sezioni terminali, quindi, ci si riferirà alla teoria classica delle travi inflesse in calcestruzzo armato, facendo salvo, come riportato al precedente punto 5 "PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE", il comportamento strutturale dissipativo in zona sismica e consentire di valutare correttamente l'evolversi delle cerniere plastiche mediante i procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Infine, si precisa che la trave reticolare mista autoportante acciaio e calcestruzzo presenta, per sua conformazione esecutiva, rigidità torsionale non nulla, sia in **prima fase** che in **seconda fase**.

Milano, 26 gennaio 2009

ACAI
Il Comitato Tecnico di Sezione

Ing. Marco Peruzzi


Il Presidente di Sezione
Francisco Daniele

Il Consigliere Anziano
Giuseppe Corsetta

7.5. Il ruolo del direttore dei lavori per le opere strutturali

Le seguenti indicazioni sul ruolo ed i compiti del direttore dei lavori per le opere strutturali si riferiscono alle norme vigenti in materia:

- Legge n°1086 del 5 Novembre 1971;
- DPR 380 del 6 Giugno 2001;
- DM Infrastrutture del 14.01.2008, Circolare n.617 del 02.02.2009;
- Norme EN, UNI, ISO.

Il ruolo del direttore dei lavori viene introdotto per la prima volta dal RD 25.05.1895 che riguardava “Regolamento per la direzione, la contabilità e la collaudazione dei lavori dello Stato”. La legge urbanistica n.1150 del 17.08.1942 introduce la responsabilità di tale figura anche in ambito privato sancendo le responsabilità, assieme a committenza e assuntore dei lavori, nell’osservanza di quanto prescritto dalla licenza edilizia. Il ruolo del direttore dei lavori per le opere strutturali viene introdotto con la legge n.1086 del 05.11.1971 che ne disciplina i compiti e le responsabilità nell’ambito delle strutture in c.a. e metalliche. Successive leggi e norme specificano ulteriori doveri e responsabilità fino ad arrivare all’attuale DM 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e alla relativa circolare esplicativa n.617 del 02.02.2009 che definiscono compiutamente il ruolo del direttore dei lavori per le opere strutturali.

Il direttore dei lavori, in generale, è il rappresentante tecnico del committente e, per definizione, ha piena delega nelle scelte tecniche in corso d’opera; è responsabile della rispondenza dell’opera al progetto, dell’osservanza delle prescrizioni di esecuzione del progetto, della qualità dei materiali impiegati, nonché dei vizi dell’opera dovuti a mancata sorveglianza dei lavori, e di quanto difforme dal progetto e dalla normativa vigente; nel caso in cui il direttore dei lavori si trovi nelle condizioni di dover eseguire delle varianti rispetto al progetto, è suo compito informare committente e progettista con apposita relazione tecnica. Nello specifico, il direttore dei lavori per le opere strutturali assume tali responsabilità nell’ambito delle opere in cemento armato, acciaio strutturale, legno strutturale, muratura, ed ogni altro elemento con funzione strutturale.

Il direttore dei lavori per le opere strutturali ha l’obbligo e la responsabilità di verificare la corrispondenza tra progetto e messa in opera, relativamente ai vari aspetti che garantiscono il corretto comportamento strutturale, tra cui si annoverano caratteristiche geotecniche del sito, tecnologia costruttiva, caratteristiche geometriche, caratteristiche dei materiali, prescrizioni del progettista principale dell’opera, l’accettabilità dei materiali e dei prodotti impiegati nelle strutture, la presenza di tutta la documentazione di progetto strutturale in cantiere (elaborati grafici, relazione tecnica illustrativa, relazione sui materiali, relazione di calcolo, firmati da progettista, dal costruttore e dal direttore dei lavori) e del giornale lavori, secondo art.66 del DPR 380/2001.

Il direttore dei lavori per le opere strutturali ha la responsabilità di accettare i materiali impiegati nelle strutture, come prescritto al DM 14.01.2008; in particolare dovrà:

- prodotto finito

accertarsi del possesso della marcatura CE e richiedere ad ogni fornitore il certificato ovvero dichiarazione di conformità alla parte armonizzata della specifica norma europea ovvero allo specifico benestare tecnico europeo; verificare che il prodotto rientri nella tipologia, classe e/o famiglia previste nei certificati accompagnatori, e che sia conforme alle indicazioni del progettista.

Per i prodotti non recanti la marcatura CE dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità dell’attestato di qualificazione e del certificato di idoneità tecnica all’impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

- prodotto trasformato

prelevare campioni dei materiali in cantiere ed eseguire prove meccaniche presso laboratorio specializzato secondo quanto prescritto dal DM 14.01.2008, quindi verificare che le risultanze siano conformi alle indicazioni del progettista.

I prelievi dei materiali da sottoporre a prova devono essere eseguito dal direttore dei lavori per le

opere strutturali (o da un suo tecnico di fiducia) che ha la responsabilità di contrassegnare inequivocabilmente ciascun provino, di formalizzare ciascun prelievo con apposito verbale che riporti la posizione della porzione strutturale e le metodologie di prelievo e conservazione, di sottoscrivere la richiesta di prova al laboratorio.

Nel caso in cui le prove forniscano risultati difformi dalle prescrizioni di progetto, il direttore dei lavori per le opere strutturali ha il dovere di eseguire ulteriori verifiche (prove complementari); qualora egli ritenga che le caratteristiche meccaniche della struttura non rispettino le prescrizioni del progettista, potrà ordinare la demolizione dell’opera, dare indicazioni per il suo consolidamento, oppure declassarla.

I controlli dovranno essere eseguiti sui materiali e per ciascun prodotto per uso strutturale:

- calcestruzzo;
- acciaio da c.a. normale e precompresso, e per strutture metalliche;
- materiali diversi dall’acciaio con funzione di armature; in strutture di calcestruzzo armato -NTC 2008 §§4.6, 11.1 e 11.4
- sistemi di precompressione a cavi post-tesi e tiranti di ancoraggio;
- appoggi strutturali;
- materiali e prodotti a base di legno;
- componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.;
- dispositivi antisismici;
- muratura portante.

Una volta terminata l’esecuzione delle opere strutturali, entro 60 giorni, il direttore dei lavori per le opere strutturali dovrà depositare presso l’ente competente in duplice copia una “relazione a strutture ultimate” contenente:

- certificati dei prodotti finiti impiegati nelle strutture;
- certificati delle prove sui materiali emessi da laboratori autorizzati con i relativi verbali di prelievo;
- eventuale relazione sulle prove complementari;
- eventuale relazione sulle opere in cemento armato precompresso, con indicazioni sulla tesatura dei cavi.

Si riportano di seguito i §§4.6 e cap. 11 del DM 14.01.2008 dove sono ripresi gli argomenti sopra esposti e richiamati nel seguito nella definizione degli obblighi del direttore dei lavori delle opere strutturali per ciascuna tipologia strutturale.

4. Costruzioni civili e industriali

§4.6 Costruzioni di altri materiali

I materiali non tradizionali o non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l’utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale.

Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe di resistenza superiore a C70/85, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in §4.2, leghe di alluminio, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, materiali polimerici fibrorinforzati, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall’acciaio con funzione di armatura da c.a.

11 Materiali e prodotti per uso strutturale

§11.1 Generalità

I materiali ed i prodotti per uso strutturale, utilizzati nelle opere soggette alle presenti norme, devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito.

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- identificati univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- qualificati sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- accettati dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

In particolare, per quanto attiene l'identificazione e la qualificazione, possono configurarsi i seguenti casi:

A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se in possesso della Marcatura CE, prevista dalla Direttiva 89/106/CEE "Prodotti da costruzione" (CPD), recepita in Italia dal DPR 21.04.1993, n.246, così come modificato dal DPR 10.12.1997, n. 499;

B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma armonizzata ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, per i quali sia invece prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme. E' fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il produttore abbia volontariamente optato per la marcatura CE;

C) materiali e prodotti per uso strutturale innovativi o comunque non citati nel presente capitolo e non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi il produttore potrà pervenire alla marcatura CE in conformità a benestare tecnici europei (ETA), ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un certificato di idoneità tecnica all'impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di linee guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ad eccezione di quelli in possesso di marcatura CE, possono essere impiegati materiali o prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme. Tale equivalenza sarà accertata attraverso procedure all'uopo stabilite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sentito lo stesso Consiglio Superiore.

Per i materiali e prodotti recanti la marcatura CE sarà onere del direttore dei lavori, in fase di accettazione, accertarsi del possesso della marcatura stessa e richiedere ad ogni fornitore, per ogni diverso prodotto, il Certificato ovvero dichiarazione di conformità alla parte armonizzata della specifica norma europea ovvero allo specifico benestare tecnico europeo, per quanto applicabile.

Sarà inoltre onere del direttore dei lavori verificare che tali prodotti rientrino nelle tipologie, classi e/o famiglie previsti nella detta documentazione.

Per i prodotti non recanti la marcatura CE, il direttore dei lavori dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità dell'Attestato di qualificazione (caso B) o del certificato di idoneità tecnica all'impiego (caso C) rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici potrà attivare un sistema di vigilanza presso i cantieri e i luoghi di lavorazione per verificare la corretta applicazione delle presenti disposizioni, ai sensi dell'art. 11 del DPR n. 246/93.

Le prove su materiali e prodotti, a seconda delle specifiche procedure applicabili, come specificato di volta in volta nel seguito, devono generalmente essere effettuate da:

- a) laboratori di prova notificati ai sensi dell'art.18 della Direttiva n.89/106/CEE;
- b) laboratori di cui all'art.59 del DPR n.380/2001;
- c) altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature, appositamente abilitati dal Servizio Tecnico Centrale.

Qualora si applichino specifiche tecniche europee armonizzate, ai fini della marcatura CE, le attività di certificazione, ispezione e prova dovranno essere eseguite dai soggetti previsti nel relativo sistema di attestazione della conformità.

I produttori di materiali, prodotti o componenti disciplinati nella presente norma devono dotarsi di adeguate procedure di controllo di produzione in fabbrica. Per controllo di produzione nella fabbrica si intende il controllo permanente della produzione, effettuato dal fabbricante. Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante devono essere documentate sistematicamente ed essere a disposizione di qualsiasi soggetto od ente di controllo che ne abbia titolo.

Il richiamo alle specifiche tecniche europee EN armonizzate, di cui alla Dir. 89/106/CEE ed al DPR 246/93, contenuto nella presente norma deve intendersi riferito all'ultima versione aggiornata, salvo

diversamente specificato. Il richiamo alle specifiche tecniche volontarie EN, UNI e ISO contenute nella presente norma deve intendersi riferito alla data di pubblicazione se indicata, ovvero, laddove non indicata, all'ultima versione aggiornata.

Calcestruzzo

NTC 2008 – §11.2 calcestruzzo

UNI ENV 13670-1 Esecuzione di strutture di calcestruzzo - Requisiti comuni

UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità

UNI EN 12350-1,2,3,4,5,6,7 Prova sul calcestruzzo fresco

UNI EN 12390-1,2,3,4,5,6,7,8 Prova sul calcestruzzo indurito

Il direttore dei lavori per le opere strutturali (o un suo tecnico di fiducia) deve verificare la conformità tra il calcestruzzo fornito e le prescrizioni di progetto, prima delle operazioni di getto (tipologia, classe di resistenza, classe di esposizione, diametro degli inerti, rapporto acqua/cemento, maturazione). Inoltre, è obbligato ad eseguire controlli sistematici in corso d'opera.

Il costruttore resta comunque responsabile della qualità del calcestruzzo, che sarà controllata dal direttore dei lavori, secondo le procedure di seguito riportate.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee di calcestruzzo e si configura, in funzione della quantità in accettazione, nel:

- controllo di tipo A (NTC – §11.2.5.1);
- controllo di tipo B (NTC – §11.2.5.2).

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tab. 11.2.I delle NTC 2008.

Controllo di tipo A.

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Controllo di tipo B.

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo. Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del direttore dei lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del direttore dei lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale.

La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal direttore dei lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Le prove non richieste dal direttore dei lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale.

Le prove a compressione vanno eseguite conformemente alle norme UNI EN 12390-3:2003.

L'opera o la parte di opera non conforme ai controlli di accettazione non può essere accettata finché

la non conformità non è stata definitivamente rimossa dal costruttore, il quale deve procedere ad una verifica delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera mediante l'impiego di altri mezzi d'indagine, secondo quanto prescritto dal direttore dei lavori. Qualora gli ulteriori controlli confermino i risultati ottenuti, si dovrà procedere ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di calcestruzzo non conforme, sulla base della resistenza ridotta del calcestruzzo. Ove ciò non fosse possibile, ovvero i risultati di tale indagine non risultassero soddisfacenti si può dequalificare l'opera, eseguire lavori di consolidamento ovvero demolire l'opera stessa.

Prove complementari.

Sono prove che eventualmente si eseguono al fine di stimare la resistenza del calcestruzzo in corrispondenza a particolari fasi di costruzione (precompressione, messa in opera) o condizioni particolari di utilizzo (temperature eccezionali, ecc.).

Il procedimento di controllo è uguale a quello dei controlli di accettazione.

Tali prove non possono però essere sostitutive dei "controlli di accettazione" che vanno riferiti a provini confezionati e maturati secondo le prescrizioni precedenti.

I risultati di tali prove potranno servire al direttore dei lavori od al collaudatore per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera qualora non sia rispettato il "controllo di accettazione".

Prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato.

Il Direttore dei Lavori dovrà effettuare le prove di accettazione e ricevere, prima dell'inizio della fornitura, copia della certificazione del controllo di processo produttivo.

Per produzioni di calcestruzzo inferiori a 1500 m³ di miscela omogenea, effettuate direttamente in cantiere, mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati, la stessa deve essere confezionata sotto la diretta responsabilità del costruttore. Il direttore dei lavori deve avere, prima dell'inizio delle forniture, evidenza documentata dei criteri e delle prove che hanno portato alla determinazione della resistenza caratteristica di ciascuna miscela omogenea di conglomerato.

Acciaio da cemento armato

NTC 2008 – §11.3.2 Acciaio per cemento armato

UNI EN ISO 15630-1 Acciaio per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle NTC e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

Tutte le forniture di acciaio, per le quali non sussista l'obbligo della marcatura CE, devono essere accompagnate dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale. Il riferimento a tale attestato deve essere riportato sul documento di trasporto. Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso. Il direttore dei lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

La sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della direzione lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al §11.3.1.7 delle NTC.

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al §11.3.2.10.1.2 delle NTC, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

Nel caso di campionamento e prova in cantiere, che deve essere effettuata entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale in cantiere, qualora la determinazione del valore di una quantità fissata non sia conforme al valore di accettazione, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore di accettazione, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, 10 ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto riportato alla tabella 11.3.VI delle NTC.

In caso contrario il lotto deve essere respinto e il risultato segnalato al Servizio Tecnico Centrale.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore dei Lavori o di tecnico di sua fiducia che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Qualora la fornitura, di elementi sagomati o assemblati, provenga da un centro di trasformazione, il direttore dei lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al §11.3.1.7 delle NTC, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra.

La domanda di prove al laboratorio autorizzato deve essere sottoscritta dal direttore dei lavori e deve contenere indicazioni sulle strutture interessate da ciascun prelievo.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del direttore dei lavori, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle NTC e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

Acciaio da cemento armato precompresso

NTC 2008 – §11.3.3 Acciaio per cemento armato precompresso

UNI EN ISO 15630-1 Acciaio per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati secondo le procedure di cui al paragrafo §11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel §11.3.3.5 delle NTC.

Per quanto riguarda la marchiatura dei prodotti, generalmente costituita da sigillo o etichettatura sulle legature, vale quanto indicato al §11.3.1.4 delle NTC. Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al §11.3.1.5 delle NTC.

Gli acciai possono essere forniti in rotoli (fili, trecce, trefoli), in bobine (trefoli), in fasci (barre).

I controlli in cantiere, demandati al Direttore dei Lavori, sono obbligatori e devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al §11.3.3.5.3 delle NTC, con l'avvertenza che il prelievo

preliminare dei 3 saggi va effettuato per ogni lotto di spedizione, di massimo 30 t. Qualora la fornitura di cavi preformati provenga da un Centro di trasformazione, il direttore dei lavori, esaminata preliminarmente la documentazione attestante il possesso di tutti i requisiti previsti al §11.3.1.7 delle NTC, che il suddetto centro di trasformazione è tenuto a trasmettergli, può recarsi presso il medesimo centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal direttore tecnico del centro di trasformazione secondo le disposizioni del direttore dei lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove. Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove e di compilazione dei certificati valgono le medesime disposizioni di cui al §11.3.3.5.3 delle NTC.

Acciaio per strutture metalliche

NTC 2008 – §11.3.4 Acciai per strutture metalliche e per strutture composte
 UNI EN 10025 Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali.
 Condizioni tecniche di fornitura
 UNI EN 10210-1,2 Profilati cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali
 UNI EN 10219-1,2 Profilati cavi formati a freddo di acciai non legati e a grano fine per strutture saldate.

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del §11.1 delle NTC.

Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del §11.1 e si applica la procedura di cui al §11.3.4.11 delle NTC.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002-1:2004, UNI EN 10045-1:1992.

Per prodotti dei centri di trasformazione per la produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo, i documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di trasformazione (di cui al §11.3.1.7 delle NTC), ed inoltre ogni fornitura in cantiere deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata. Gli utilizzatori dei prodotti e/o il direttore dei lavori sono tenuti a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Le saldature devono essere conformi a quanto prescritto al §11.3.4.5 delle NTC. L'entità ed il tipo dei controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal collaudatore e dal direttore dei lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

I bulloni, conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella tabella 11.3.XII delle NTC.

Ogni fornitura in cantiere o nell'officina di formazione delle carpenterie metalliche, di bulloni o chiodi, deve essere accompagnata da copia della dichiarazione della certificazione del sistema di gestione della qualità e della relativa attestazione da parte del Servizio Tecnico Centrale.

Il direttore dei lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

I controlli in cantiere, demandati al direttore dei lavori, sono obbligatori e devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al §11.3.3.5.3 delle NTC, effettuando un prelievo di almeno 3 saggi per ogni lotto di spedizione, di massimo 30 t.

Qualora la fornitura, di elementi lavorati, provenga da un centro di trasformazione, il direttore dei lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al §11.3.1.7 delle NTC, può recarsi presso il medesimo centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal direttore tecnico del centro di trasformazione secondo le disposizioni del direttore dei lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove e di compilazione dei certificati valgono le medesime disposizioni di cui al §11.3.3.5.3 delle NTC.

Materiali diversi dall'acciaio con funzione di armature in strutture di calcestruzzo armato

NTC 2008 – §11.4 Materiali diversi dall'acciaio utilizzati con funzione di armatura in strutture di calcestruzzo armato

Per l'impiego di materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura in strutture in cemento armato, le NTC 2008 rimandano a quanto indicato nel §4.6, tenendo anche conto di quanto specificato al §11.1. della norma stessa.

In particolare le NTC prescrivono che i materiali non tradizionali o non trattati nelle NTC stesse potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale.

Sistemi di precompressione a cavi post-tesi e tiranti di ancoraggio

NTC 2008 – §11.5 Sistemi di precompressione a cavi post-tesi e tiranti di ancoraggio

Le NTC si applicano a qualsiasi sistema a cavi post-tesi, usato per la precompressione di strutture in conglomerato cementizio.

A tali sistemi di precompressione si applica quanto specificato al punto C) del §11.1, sulla base della linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 013. Ad integrazione di quanto indicato al punto C del §11.1, ai fini dell'impiego essi sono tenuti a depositare presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

- copia del certificato di conformità al benessere tecnico europeo (ETA);
- copia del benessere tecnico europeo (ETA)
- i disegni degli ancoraggi con la esatta indicazione delle dimensioni, dei materiali impiegati, delle tolleranze ammesse e di ogni altra caratteristica;
- la resistenza caratteristica del calcestruzzo da utilizzare in corrispondenza degli ancoraggi;
- le armature accoppiate agli ancoraggi con esatta specifica delle dimensioni, delle caratteristiche, ed una relazione tecnica giustificativa, illustrante anche le particolari modalità di posizionamento e fissaggio degli ancoraggi, sia per ciò che riguarda il loro accostamento, sia per la loro distanza dai lembi della struttura.
- le specifiche tecniche dei condotti da utilizzare, nonché le istruzioni per il posizionamento e fissaggio;
- le specifiche tecniche delle attrezzature e dei prodotti da utilizzare nelle operazioni di tensione, iniezione e sigillatura, nonché le procedure di esecuzione delle suddette operazioni.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta il deposito della documentazione.
Le modalità di esecuzione delle prove di accettazione sono riportate nella linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 013.

Per quanto riguarda i tiranti permanenti e provvisori di ancoraggio per uso geotecnico, tutti i materiali e componenti utilizzati devono essere conformi alle prescrizioni contenute nelle NTC, per quanto applicabili.

Appoggi strutturali

NTC 2008 – §11.6 Appoggi strutturali

Gli appoggi strutturali sono dispositivi di vincolo utilizzati nelle strutture, nei ponti e negli edifici, allo scopo di trasmettere puntualmente carichi e vincolare determinati gradi di libertà di spostamento.

Gli appoggi strutturali, per i quali si applica quanto specificato al punto A del §11.1 delle NTC, devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 1337 e recare la marcatura CE. Si applica il sistema di attestazione della conformità 1. In aggiunta a quanto previsto al punto A del §11.1, ogni fornitura deve essere accompagnata da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera.

Il direttore dei lavori è tenuto a verificare nell'ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive dell'attestato di conformità; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti, al fine di verificare la conformità degli appoggi a quanto richiesto per lo specifico progetto.

Materiali e prodotti a base di legno

NTC 2008 – §11.7 Materiali e prodotti a base di legno

Le prescrizioni contenute nelle NTC si applicano al legno massiccio ed ai prodotti a base di legno per usi strutturali.

A seconda dei tipi di prodotti, ai materiali e prodotti a base di legno per uso strutturale si applicano, i punti punto A oppure C del §11.1. Negli altri casi si applicano, al produttore e al fornitore per quanto di sua competenza, le prescrizioni di cui al §11.7.10 delle NTC.

Oltre che dalla documentazione indicata al pertinente punto del §11.1, ovvero nel §11.7.10 delle NTC, ogni fornitura deve essere accompagnata, a cura del produttore, da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera. Il direttore dei lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

Il progettista sarà tenuto ad indicare nel progetto le caratteristiche dei materiali.

Tali caratteristiche devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni applicabili di cui alla marcatura CE ovvero di cui al §11.7.10 delle NTC.

Il direttore dei lavori potrà inoltre far eseguire ulteriori prove di accettazione sul materiale pervenuto in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nelle NTC.

Sono abilitati ad effettuare le prove ed i controlli, sia sui prodotti che sui cicli produttivi, i laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 e gli organismi di prova abilitati ai sensi del DPR n. 246/93 in materia di prove e controlli sul legno.

Tutte le forniture di legno strutturale devono essere accompagnate da una copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Sulla copia dell'attestato deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documen-

to di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio.

Il direttore dei lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.

NTC 2008 §11.8 Componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.

Gli elementi costruttivi prefabbricati devono essere prodotti attraverso un processo industrializzato che si avvale di idonei impianti, nonché di strutture e tecniche opportunamente organizzate.

In particolare, deve essere presente ed operante un sistema permanente di controllo della produzione in stabilimento, che deve assicurare il mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo, nell'impiego dei singoli materiali costituenti e nella conformità del prodotto finito.

Responsabilità e competenze.

Il progettista e il direttore tecnico dello stabilimento di prefabbricazione, ciascuno per le proprie competenze, sono responsabili della capacità portante e della sicurezza del componente, sia incorporato nell'opera, sia durante le fasi di trasporto fino a piè d'opera.

È responsabilità del progettista e del direttore dei lavori del complesso strutturale di cui l'elemento fa parte, ciascuno per le proprie competenze, la verifica del componente durante il montaggio, la messa in opera e l'uso dell'insieme strutturale realizzato.

I componenti prodotti negli stabilimenti permanenti devono essere realizzati sotto la responsabilità di un direttore tecnico dello stabilimento, dotato di adeguata abilitazione professionale, che assume le responsabilità proprie del direttore dei lavori.

I componenti di produzione occasionale devono inoltre essere realizzati sotto la vigilanza del direttore dei lavori dell'opera di destinazione.

Tolleranze.

Il progetto deve indicare le tolleranze minime di produzione che dovrà rispettare il componente. Il componente che non rispetta tali tolleranze, sarà giudicato non conforme e quindi potrà essere consegnato in cantiere per l'utilizzo nella costruzione solo dopo preventiva accettazione da parte del direttore dei lavori.

Il progetto dell'opera deve altresì tener conto delle tolleranze di produzione, tracciamento e montaggio assicurando un coerente funzionamento del complesso strutturale.

Il montaggio dei componenti ed il completamento dell'opera devono essere conformi alle previsioni di progetto. Nel caso si verificassero delle non conformità, queste devono essere analizzate dal direttore dei lavori nei riguardi delle eventuali necessarie misure correttive.

Documenti di accompagnamento.

Il direttore dei lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto riportato nel §11.8.5 delle NTC.

Oltre a quanto previsto nei punti applicabili del §11.1, ogni fornitura in cantiere di elementi costruttivi prefabbricati, sia di serie che occasionali, dovrà essere accompagnata da apposite istruzioni nelle quali vengono indicate le procedure relative alle operazioni di trasporto e montaggio degli elementi prefabbricati, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001, da consegnare al direttore dei lavori dell'opera in cui detti elementi costruttivi vengono inseriti, che ne curerà la conservazione:

Tali istruzioni dovranno almeno comprendere, di regola:

- i disegni d'assieme che indichino la posizione e le connessioni degli elementi nel complesso dell'opera, compreso l'elenco degli elementi forniti con relativi contrassegni;
- apposita relazione sulle caratteristiche dei materiali richiesti per le unioni e le eventuali opere di completamento;

- c) le istruzioni di montaggio con i necessari dati per la movimentazione, la posa e la regolazione dei manufatti;
- d) elaborati contenenti istruzioni per il corretto impiego e la manutenzione dei manufatti. Tali elaborati dovranno essere consegnati dal direttore dei lavori al committente, a conclusione dell'opera;
- e) per elementi di serie qualificati, certificato di origine firmato dal produttore, il quale con ciò assume per i manufatti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore, e dal direttore tecnico responsabile della produzione. Il certificato, che deve garantire la rispondenza del manufatto alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, deve riportare il nominativo del progettista e copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale;
- f) documentazione, fornita quando disponibile, attestante i risultati delle prove a compressione effettuate in stabilimento su cubi di calcestruzzo (ovvero estratto del Registro di produzione) e copia dei certificati relativi alle prove effettuate da un laboratorio incaricato ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001; tali documenti devono essere relativi al periodo di produzione dei manufatti. Copia del certificato d'origine dovrà essere allegato alla relazione del Direttore dei Lavori di cui all'art.65 del DPR n. 380/2001.
- Prima di procedere all'accettazione dei manufatti, il direttore dei lavori deve verificare che essi siano effettivamente contrassegnati, come prescritto dal § 11.8.3.4.
- Il produttore di elementi prefabbricati deve altresì fornire al direttore dei lavori, e questi al committente, gli elaborati (disegni, particolari costruttivi, ecc.) firmati dal progettista e dal direttore tecnico della produzione, secondo le rispettive competenze, contenenti istruzioni per il corretto impiego dei singoli manufatti, esplicitando in particolare:
- g) destinazione del prodotto;
- h) requisiti fisici rilevanti in relazione alla destinazione;
- i) prestazioni statiche per manufatti di tipo strutturale;
- j) prescrizioni per le operazioni integrative o di manutenzione, necessarie per conferire o mantenere nel tempo le prestazioni e i requisiti dichiarati;
- k) tolleranze dimensionali nel caso di fornitura di componenti.
- Nella documentazione di cui sopra il progettista deve indicare espressamente:
- le caratteristiche meccaniche delle sezioni, i valori delle coazioni impresse, i momenti di servizio, gli sforzi di taglio massimo, i valori dei carichi di esercizio e loro distribuzioni, il tipo di materiale protettivo contro la corrosione per gli apparecchi metallici di ancoraggio, dimensioni e caratteristiche dei cuscinetti di appoggio, indicazioni per il loro corretto impiego; - se la sezione di un manufatto resistente deve essere completata in opera con getto integrativo, la resistenza richiesta; la possibilità di impiego in ambiente aggressivo e le eventuali variazioni di prestazioni che ne conseguono.

Dispositivi antisismici

NTC 2008 – §11.9 Dispositivi antisismici

Per dispositivi antisismici si intendono gli elementi che contribuiscono a modificare la risposta sismica di una struttura, ad esempio incrementando il periodo fondamentale della struttura, modificando la forma dei modi di vibrare fondamentali, incrementando la dissipazione di energia, limitando la forza trasmessa alla struttura e/o introducendo vincoli permanenti o temporanei che migliorano la risposta sismica.

All'atto della posa in opera dei dispositivi il direttore dei lavori deve verificare, acquisendone copia, che il dispositivo sia dotato di attestato di conformità di cui al DPR 246/93 (marcatura CE) ovvero, ove non ricorrano i casi di cui ai punti A e C del §11.1, che sia dotato di attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale, che sia dotato del marchio previsto nel §11.9.2 delle NTC e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del produttore del sistema stesso. Il direttore dei lavori deve inoltre rifiutare le eventuali forniture non conformi ed effettuare idonee prove di accettazione che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali nonché eventualmente la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche secondo le modalità descritte nei paragrafi 11.9.4 - 11.9.5 - 11.9.6 - 11.9.7 - 11.9.8 - 11.9.9 - 11.9.10 delle NTC.

Muratura portante

NTC 2008 – §11.10 Muratura portante

Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del §11.1 delle NTC, recare la marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella tabella 11.10.1 delle NTC.

Oltre a quanto previsto al punto A del §11.1 delle NTC, il direttore dei lavori è tenuto a far eseguire ulteriori prove di accettazione sugli elementi per muratura portante pervenuti in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nelle citate norme armonizzate. Le prove di accettazione su materiali sono obbligatorie e devono essere eseguite e certificate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Al direttore dei lavori spetta l'obbligo di curare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima. Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2002.

7.6. Il ruolo del direttore dei lavori nel collaudo statico

Il §9 delle NTC 2008 disciplina il ruolo del direttore dei lavori nel collaudo statico.

Il collaudo statico di tutte le opere di ingegneria civile deve comprendere i seguenti adempimenti:

- a) controllo di quanto prescritto per le opere eseguite sia con materiali regolamentati dal DPR 06.06.2001 n. 380, leggi n. 1086/71 e n. 64/74 sia con materiali diversi;
- b) ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali ove il collaudatore sia nominato in corso d'opera, e dell'opera nel suo complesso, con particolare riguardo alle parti strutturali più importanti.

L'ispezione dell'opera verrà eseguita alla presenza del direttore dei lavori e del costruttore, confrontando in contraddittorio il progetto depositato in cantiere con il costruito.

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal collaudatore, dovranno identificare la corrispondenza del comportamento teorico e quello sperimentale. I materiali degli elementi sottoposti a collaudo devono aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento finale in esercizio.

Il programma delle prove, stabilito dal collaudatore, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese deve essere sottoposto al direttore dei lavori per l'attuazione e reso noto al progettista e al costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione, è responsabile il direttore dei lavori.

MODELLAZIONE STRUTTURALE DI EDIFICI A STRUTTURA MISTA

8

8.1. Modellazione di strutture che includono Travi REP® e Pilastri PDTI®

Si forniscono le tecniche di modellazione per edifici a pareti di controvento ed a telaio al fine di consentire l'adozione del Sistema REP®, i cui criteri e principi valgono per tutte le altre tipologie strutturali riconosciute dalla normativa vigente.

8.1.1. Edifici a pareti di controvento

È la soluzione più conveniente, sia dal punto di vista dell'efficienza strutturale che dal punto di vista della semplicità di progettazione in quanto consente di separare le strutture deputate ad assorbire i carichi orizzontali (forze sismiche o da vento) dagli elementi che devono sopportare i soli carichi verticali.

I carichi verticali su lame, pilastri e relative fondazioni possono essere valutati semplicemente per aree di influenza dei solai e senza indurre sollecitazioni flettenti se non quelle locali dovute all'eccentricità di applicazione dei carichi verticali.

Per la valutazione degli effetti delle forze orizzontali sulle lame di controvento una schematizzazione della struttura completa non è necessaria, ma si possono usare schemi analitici o modelli numerici semplificati.

Il dimensionamento delle travi – e se richiesto dei Pilastri PDTI® - è indipendente da quello delle altre strutture (di controvento, di fondazione, ecc.) e viene condotto separatamente per ogni piano, direttamente dai progettisti del Sistema REP® che effettuano la progettazione esecutiva e le verifiche di resistenza dei manufatti.

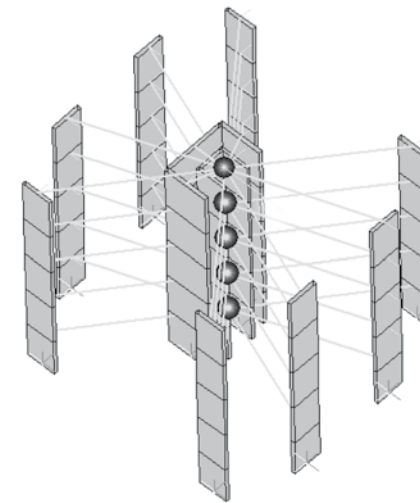


Figura 1: modello numerico realizzato unicamente con elementi di tipo "beam" e collegamenti rigidi di piano per la valutazione delle azioni sismiche su edifici a pareti

Il processo di progettazione di un edificio a pareti di controventamento è riassunto nella tabella 1.

Tabella 1: fasi di progettazione di un edificio a pareti di controventamento

Fase	Chi lo esegue	Scopo e risultato atteso
Concezione dell'edificio	Progettista principale	Tipologia e schema strutturale, azioni di progetto, posizione di pilastri e pareti, scelta di dettagli tipologici.
Dimensionamento delle strutture di piano	Progettista del Sistema REP [®] o progettista principale	Se lo esegue il progettista principale, mediante tabelle di predimensionamento dei solai e delle Travi REP [®] fornite dai progettisti del Sistema REP [®] . Se lo esegue il progettista del Sistema REP [®] , quest'ultimo invierà i dati progettuali di cui alla fase precedente. Porta alla valutazione delle masse statiche e sismiche.
Dimensionamento dei pilastri	Progettista principale o progettista del Sistema REP [®] per Pilastri PDTT [®]	Calcolo delle sollecitazioni mediante aree di influenza. Per Pilastri PDTT [®] si possono utilizzare tabelle di predimensionamento fornite dal progettista del Sistema REP [®] . Ne risulta la determinazione dell'ingombro dei pilastri ai piani.
Dimensionamento delle lame di controvento	Progettista principale	Calcolo delle azioni sismiche mediante analisi statica equivalente e loro ripartizione fra le lame mediante modello semplificato (basato sul solo equilibrio oppure su equilibrio e congruenza) o altro metodo di analisi, secondo normativa vigente. Calcolo delle azioni verticali per aree di influenza. Ne risulta la determinazione dell'ingombro delle pareti ai piani.
Dimensionamento delle fondazioni	Progettista principale	Calcolo delle sollecitazioni di massima sulla base delle membrature calcolate come sopra.
Disegno delle carpenterie dell'edificio	Progettista principale	Rappresentazione degli assi e ingombri strutturali in pianta e in sezione, con individuazione delle pareti, pilastri, travi e solai, ecc.
Progetto esecutivo (disegni e relazioni di verifica) delle strutture prefabbricate deputate ai carichi verticali (Travi REP [®] , Pilastri PDTT [®])	Progettista del Sistema REP [®]	Il progettista principale trasmette al progettista del Sistema REP [®] i dati necessari (disegni di carpenteria dell'edificio, normativa di riferimento da adottarsi, carichi di progetto, richiesta di autoportanza). Il progettista del Sistema REP [®] conferma il dimensionamento e fornisce i disegni costruttivi degli elementi. Le relazioni di verifica e la documentazione richiesta per il collaudo strutturale timbrata e firmata da tecnico abilitato vengono consegnati insieme alla fornitura del materiale.
Modellazione strutturale e calcolo delle sollecitazioni sulle lame dovute alle azioni orizzontali.	Progettista principale o altro soggetto all'uopo designato	La modellazione strutturale di un edificio a pareti ai fini della ripartizione delle forze orizzontali può farsi con modelli molto semplici. Per edifici regolari in altezza la forza sismica può essere valutata mediante analisi statica equivalente. La ripartizione delle forze fra le lame può essere fatta con modello analitico tenendo conto delle rigidità e posizioni delle lame. Per edifici irregolari si ricorre ad un'analisi modale con spettro di risposta su un modello numerico semplice composto dalle sole lame verticali, incastrate al piede e collegate a piano rigido a livello dei solai. Sul baricentro dei solai vengono concentrate le masse inerziali traslazionali e rotazionali competenti al piano considerato.
Progetto esecutivo e verifica di lame di controvento, fondazioni e altre strutture	Progettista principale o altri soggetti all'uopo designati	Secondo normativa vigente, sulla base delle sollecitazioni come sopra calcolate. Disegni esecutivi e relazioni strutturali.
Verifica finale del progetto	Progettista principale e direzione lavori	Controllo della coerenza fra le diverse progettazioni e approvazione finale del progetto.

8.1.2. Edifici a struttura intelaiata o mista

In questo caso la struttura in Travi REP[®] concorre con i pilastri a formare un sistema a telaio che, eventualmente in parallelo con lame e setti in calcestruzzo, è deputato ad assorbire i carichi orizzontali.

Il progettista principale deve tenere conto della sovrapposizione degli effetti fra carichi verticali ed orizzontali, della geometria e delle relative rigidità delle travi, pilastri e pareti, mediante una modellazione completa dell'intero edificio.

Nella modellazione dell'edificio occorre tenere conto che vi è un cambiamento di schema statico fra la 1^a e la 2^a fase¹. Nel caso che il programma di calcolo automatico utilizzato dal progettista non sia in grado di associare diversi schemi statici alle diverse fasi di carico si può operare nel seguente modo:

- si utilizza un unico modello a telaio finale (ovvero a nodi travi-pilastro incastrati) in cui però i carichi di prima fase non vengono attribuiti come carichi distribuiti sulle travi, bensì come forze concentrate sui nodi dei pilastri ad ogni livello. Per la progettazione esecutiva delle travi occorre in questo caso trasmettere ai progettisti del Sistema REP[®] i carichi distribuiti sulle travi agenti in 1^a fase.

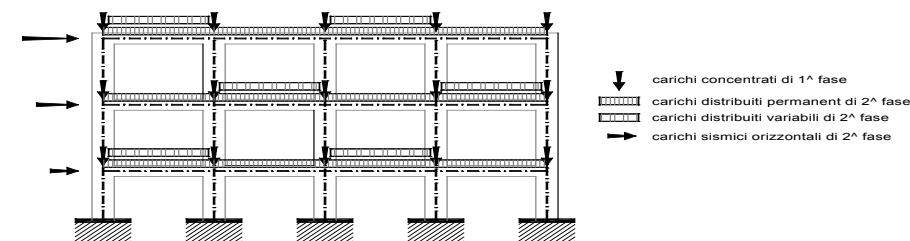


Figura 2: esempio di modellazione di un edificio a telaio che tiene conto della variazione di vincolo fra travi e pilastri tra 1^a e 2^a fase

¹ Si ribadisce che in 1^a fase le travi sono in semplice appoggio su travi e pilastri e quindi il carico agente non genera momenti alle estremità delle travi e andrebbe studiato con un modello statico di tipo pendolare a pilastri continui dal piede fino in sommità e travi vincolate a cerniera ad ogni estremo.

Il processo di progettazione di un edificio a telaio o misto telaio-pareti è riassunto nella tabella 2.

Tabella 2: Fasi di progettazione di un edificio a telaio o misto

Fase	Chi lo esegue	Scopo e risultato atteso
Concezione dell'edificio	Progettista principale	Tipologia e schema strutturale, azioni di progetto, posizione di pilastri e pareti, scelta di dettagli tipologici.
Dimensionamento delle strutture di piano	Progettista del Sistema REP® o progettista principale	Calcolo sollecitazioni sulle sezioni significative delle travi nell'ipotesi di travi continue e combinazione SLU statica. Se è il progettista principale ad eseguire il predimensionamento potrà utilizzare le tabelle di predimensionamento dei solai e delle Travi REP® fornite dal progettista del Sistema REP®. Se lo esegue il progettista del Sistema REP®, quest'ultimo invierà i dati progettuali di cui alla fase precedente. Porta alla valutazione delle masse statiche e sismiche.
Dimensionamento dei pilastri (nelle strutture a telaio) e delle pareti (solo in strutture miste)	Progettista principale o progettista del Sistema REP® per Pilastri PDTI*	Calcolo delle sollecitazioni assiali dovute ai carichi gravitazionali mediante aree di influenza dei solai. Calcolo delle sollecitazioni dovute al sisma ai diversi piani mediante analisi statica equivalente e ipotesi di pilastri incastrati sulle travi. Ripartizione delle forze sismiche fra gli elementi verticali mediante modelli analitici (in caso di sezioni non omogenee si utilizza la rigidità a taglio per le pareti e quella flessionale per i pilastri). Per il predimensionamento di Pilastri PDTI* si possono utilizzare le tabelle fornite dal progettista del Sistema REP®. Ne risulta la determinazione dell'ingombro di pilastri ai piani.
Dimensionamento delle fondazioni	Progettista principale	Calcolo delle sollecitazioni di massima sulla base delle membrature calcolate come sopra.
Disegno delle carpenterie dell'edificio	Progettista principale	Rappresentazione degli assi e ingombri strutturali in pianta e in sezione, con individuazione delle pareti, pilastri, travi e solai, ecc..
Modellazione strutturale e calcolo delle sollecitazioni sulle strutture	Progettista principale o altro soggetto all'uopo designato	Occorre modellare l'edificio a telaio con le eventuali pareti di controvento collaboranti. Per l'analisi sismica si può utilizzare l'approccio statico equivalente (per strutture regolari) oppure l'analisi modale con spettro di risposta. Normalmente la presenza del piano rigido viene modellato con constraints di piano (vincoli master-slave o rigid link) che collegano le teste di pilastri e pareti ad ogni livello. Vi sono due alternative di modellazione: a) se il programma di calcolo utilizzato lo consente, si utilizza un modello con travi incernierate alle estremità per i carichi elementari di 1° fase, e un modello con travi continue con i pilastri per i carichi elementari di 2° fase e l'analisi sismica. Quindi le combinazioni di carichi di calcolo proseguono come previsto da normative vigenti; b) se il programma di calcolo utilizzato non permette la variazione di schema statico, i carichi di 1° fase vengono introdotti come forze concentrate sui nodi dei pilastri (nella progettazione delle travi bisogna poi sommare le sollecitazioni relative), mentre i carichi di 2° fase e le azioni sismiche vengono considerate normalmente.
Progetto esecutivo (disegni e relazioni di verifica) delle strutture prefabbricate deputate ai carichi verticali (Travi REP® e Pilastri PDTI*)	Progettista del Sistema REP®	Il progettista principale trasmette al progettista del Sistema REP® i dati necessari: - disegni di carpenteria dell'edificio; - ipotesi di progetto e normativa di riferimento da adottarsi; - carichi di progetto suddivisi fra 1° e 2° fase; - inviluppo delle sollecitazioni sulle travi e pilastri (o almeno sollecitazioni massime e minime nelle sezioni significative) ottenute dalle diverse combinazioni di calcolo. Il progettista del Sistema REP® conferma il dimensionamento e fornisce i disegni costruttivi degli elementi. Le relazioni di verifica ² e la documentazione richiesta per il collaudo strutturale timbrata e firmata da tecnico abilitato vengono consegnati insieme alla fornitura del materiale.
Progetto esecutivo e verifica di pareti, fondazioni e altre strutture	Progettista principale o altri soggetti all'uopo designati	Secondo normativa vigente, sulla base delle sollecitazioni come sopra calcolate.
Verifica finale del progetto	Progettista principale e direzione lavori	Controllo della coerenza fra le diverse progettazioni e approvazione finale del progetto.

² Nella relazione di verifica delle strutture REP® si riportano i valori di sollecitazione forniti dal progettista e si indicano i valori dei momenti resistenti ultimi delle sezioni di estremità delle travi. Ai fini della progettazione nel rispetto della gerarchia delle resistenze fra travi e pilastri dimostra che le zone critiche delle travi, dove si localizzano le cerniere plastiche per effetto delle azioni sismiche, posseggono la duttilità richiesta dalla normativa vigente.

8.2. Progettazione tabellare

Scopo di questa trattazione è quello di fornire tutte le informazioni necessarie al professionista per il predimensionamento e la verifica dei prodotti del Sistema REP® e per conoscere, selezionato il prodotto d'interesse adatto a soddisfare le esigenze progettuali, il comportamento statico, la dimensione d'ingombro e la portata dell'elemento.

Il metodo tabellare consiste nel determinare la sezione dei prodotti in funzione di criteri stabiliti e rappresentati nelle tabelle seguenti.

Per i livelli di carico abituali (statici e sismici) e i normali rapporti di dimensione fra luce di travi e solai e altezze interpiano, il dimensionamento delle travi può essere svolto rispetto alle combinazioni allo SLU di tipo statico, poichè le combinazioni di carico di tipo sismico non sono dimensionanti tali sezioni.

Nella progettazione preliminare dei pilastri si deve tenere conto degli sforzi assiali calcolabili in relazione alle aree di solaio competenza. Negli edifici a telaio gli effetti delle azioni sismiche sui pilastri possono essere stimati ad ogni livello ipotizzando le teste dei pilastri incastrati nelle travi e quindi, nell'ipotesi di pilastri tutti delle stesse dimensioni, con la seguente relazione:

$$M_i = \frac{1}{n} V_i \frac{h_i}{2} \delta$$

dove:

- i indica il livello di piano i -esimo considerato
- n numero di pilastri uguali al piano
- V è il taglio di piano, ottenibile mediante analisi statica equivalente
- h altezza di interpiano
- δ coefficiente correttivo della sollecitazione (non minore di 1, si suggerisce 1.5) che tiene conto degli effetti di eccentricità dell'azione sismica, della semplificazione utilizzata nello schema strutturale del pilastro e della concomitanza di azioni sismiche secondo due direzioni principali dell'edificio.

In alternativa all'uso delle tabelle è disponibile un software dedicato sul sito:

www.tecnostrutture.eu



8.2.1. Pilastri PTC[®]

Per quanto riguarda il predimensionamento e la verifica dei Pilastri PTC[®] l'utilizzatore può seguire un procedimento di pre-calcolo che può essere suddiviso in 4 step:

1. Calcolo dello sforzo verticale gravante sulla struttura da progetto;
2. Verifica dell'altezza interpiano necessaria alla realizzazione dell'impalcato;
3. Scelta del tipo di sezione utile;
4. Controllo tabellare dal punto di vista dimensionale e prestazionale della soluzione.

Il predimensionamento dei Pilastri PTC[®] viene svolto per mezzo di una tabella che configura tre differenti situazioni per ciò che riguarda l'altezza dell'interpiano: 2,40, 3,00 e 4,00 metri. Accoppiata a tale variazione vi è la scelta della tipologia di sezione con cui possono essere prodotti ed utilizzati tali pilastri; si ha una variazione geometrica della sezione, in quattro differenti conformazioni: quadra, ovale, rettangolare o tonda. Quest'ultima ha un'ulteriore variazione riguardante il diametro.

Nell'ipotesi di pressoflessione deviata con sola eccentricità accidentale ($H/150$) sommata all'eccentricità del 2° ordine si considera che il pilastro in calcestruzzo turbocentrifugato PTC[®] sia realizzato con calcestruzzo centrifugato ad elevate prestazioni di classe C70/85, in elementi da uno, due o tre tronchi, con armatura interna in acciaio B450C fissata ai dispositivi di interpiano con un rapporto fra l'area d'acciaio e quella di calcestruzzo inferiore al 4%.

Ai fini di una visione graficamente più chiara e per effettuare una verifica ed un rapido predimensionamento, viene di seguito riportata la figura 3.

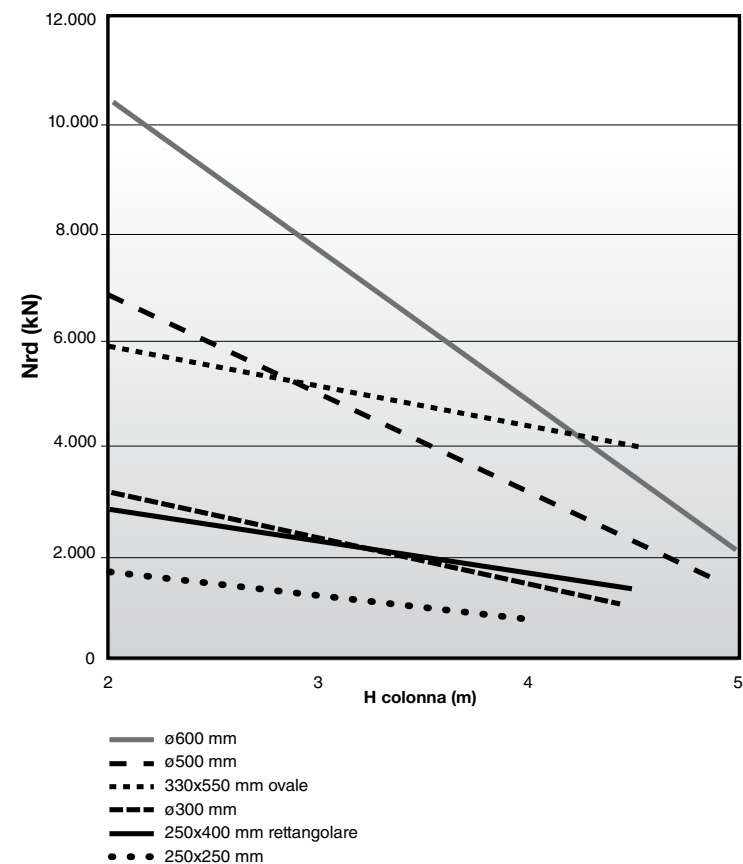


Figura 3: predimensionamento Pilastri PTC[®]

8.2.2. Pilastri PDTI*

Per quanto riguarda il predimensionamento e la verifica dei Pilastri PDTI* l'utilizzatore può seguire un procedimento di pre-calcolo che può essere suddiviso in 3 step:

1. Calcolo dello sforzo verticale gravante sulla struttura da progetto;
2. Scelta del tipo di sezione utile;
3. Controllo tabellare dal punto di vista dimensionale e prestazionale della soluzione in termini di spessore della camicia d'acciaio.

Il predimensionamento dei Pilastri PDTI* viene svolto per mezzo di una tabella che configura una situazione-tipo per ciò che riguarda l'altezza dell'interpiano: 3.50 metri. Accoppiata a tale variazione vi è la scelta della tipologia di sezione con cui possono essere prodotti ed utilizzati tali pilastri; si parla di una variazione geometrica della sezione che si presenta in due differenti conformazioni: quadra o tonda.

Nell'ipotesi di pressoflessione con eccentricità pari a 50 mm, comprensiva di eccentricità del 2° ordine e con un'altezza della colonna pari a 3.50 m (come citato in precedenza), si considera che il pilastro a dilatazione trasversale impedita PDTI* sia realizzato con una struttura metallica costituita da una camicia in acciaio S275/S355 ai sensi della norma UNI EN 10219-1, la quale, oltre a rappresentare un cassero per il getto di completamento della struttura, costituisce anche un sistema di cerchiatura del nucleo di calcestruzzo interno, che nella tabella della pagina successiva è considerato di classe C28/35.

Ai fini di una visione graficamente più chiara e per effettuare una verifica ed un rapido predimensionamento, viene di seguito riportata la figura 4.

Il grafico raffigura differenti curve che permettono di posizionarsi idealmente in un campo spaziale dove viene evidenziata la variabilità del carico normale alla colonna rispetto allo spessore della struttura metallica tubolare (camicia) al diversificarsi della tipologia di conformazione geometrica della sezione.

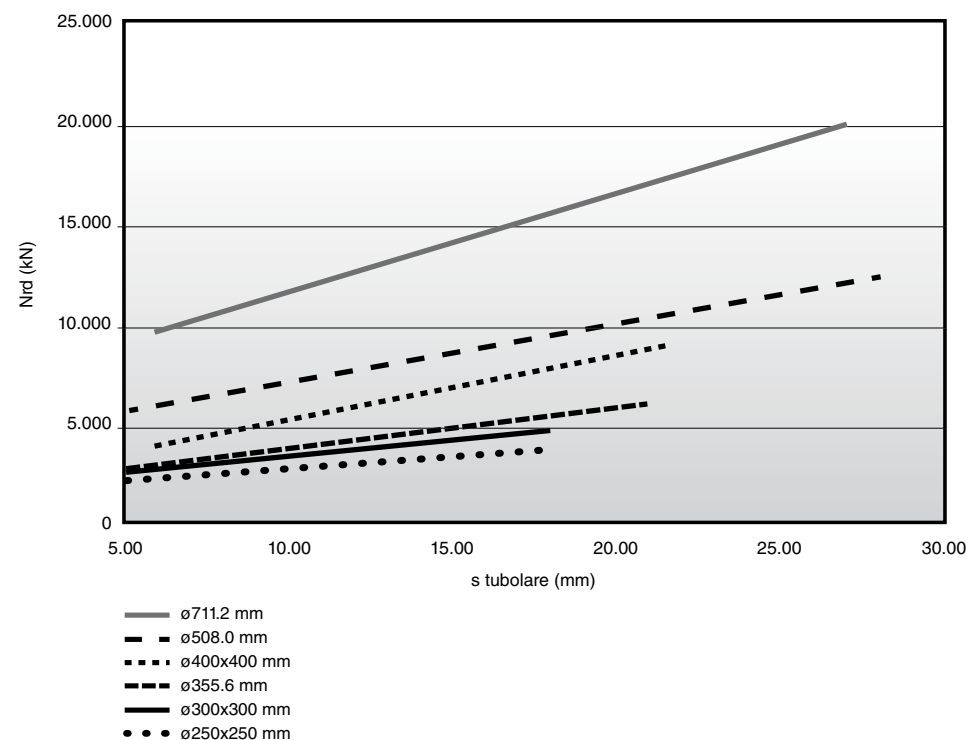


Figura 4: predimensionamento Pilastri PDTI*

8.2.3. Travi REP[®]

Ai fini del predimensionamento e la verifica delle Travi REP[®], l'utilizzatore si trova di fronte ad una vasta gamma di prodotti per i quali sono seguite delle procedure standardizzate di calcolo e produzione che variano a seconda delle esigenze progettuali.

Nonostante ciò, il sistema di calcolo REP[®], supportato da un condiviso know-how aziendale, frutto di esperienza e sperimentazione, segue una via preferenziale di dimensionamento che può essere riscontrata in tutte le travi del Sistema REP[®].

Per tale motivo viene riportato il procedimento standard di predimensionamento di una trave reticolare autoportante a struttura mista REP[®].

Il professionista può dunque seguire un procedimento di pre-calcolo suddiviso in 4 step:

1. Scelta della categoria costruttiva dove può essere collegata la struttura oggetto di studio progettuale;
2. Calcolo delle luci e dei carichi tipologici gravanti sulla struttura da progetto;
3. Scelta del tipo di sezione utile;
4. Controllo tabellare dal punto di vista dimensionale e prestazionale della soluzione in termini di lunghezza e carico distribuito sulla Trave REP[®].

Il predimensionamento delle Travi REP[®] viene svolto per mezzo di una tabella che configura differenti situazione-tipo per ciò che riguarda la variazione della sezione delle travi.

Si considera che la struttura metallica sia realizzata in acciaio liscio da carpenteria S355 (UNI EN 10025-2) e sia costituita da una o più reticolari saldate a filo continuo sotto gas di protezione (Process UNI EN ISO 4063-131) secondo le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14.01.2008. Per ciò che riguarda l'eventuale getto del basamento di calcestruzzo ed il getto di completamento da effettuare in opera, il calcestruzzo è considerato di classe C28/35.

Nella configurazione progettuale di un edificio afferente all'edilizia residenziale si mantengono le seguenti ipotesi: le Travi REP[®] sono caratterizzate da una bassa autoportanza ($q_{fassel} < 20\% q_{totale}$), tutto lo sforzo di taglio deve essere assorbito dall'anima ed infine il corrente inferiore della trave, quando caratterizzato da un piatto, avrà uno spessore pari a 5 mm.

Nella configurazione progettuale di un edificio afferente all'edilizia civile/industriale si considerano, invece, le seguenti ipotesi: le Travi REP[®] sono caratterizzate da un'alta autoportanza ($q_{fassel} > 40\% q_{totale}$), tutto lo sforzo di taglio deve essere assorbito dall'anima ed infine il corrente inferiore della trave, quando caratterizzato da un piatto, avrà uno spessore pari a 10 mm.

Ai fini di una visione graficamente più chiara e per effettuare una verifica ed un rapido predimensionamento, viene di seguito riportata la figura 5.

Il grafico raffigura differenti curve che permettono di posizionarsi idealmente in un campo spaziale dove viene evidenziata la variabilità del carico distribuito sulla Trave REP[®] rispetto alla lunghezza della luce al diversificarsi della tipologia di conformazione geometrica della sezione e della categoria costruttiva d'utilizzo.

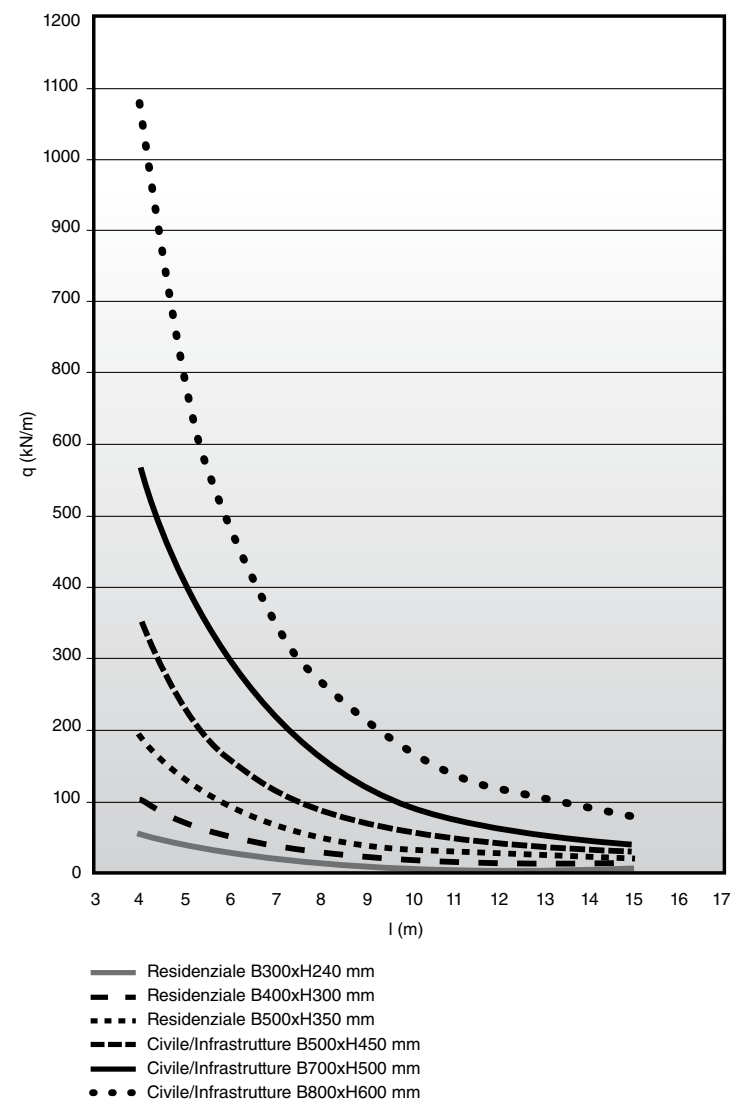


Figura 5: predimensionamento Travi REP[®]

8.3. Esempio progettuale di edificio con modellazione FEM

Esempio progettuale di un edificio in zona sismica con Sistema REP®

1 Premessa

Viene presentato il progetto di una struttura mista acciaio-calcestruzzo a telaio da edificarsi in zona sismica.

Il progetto è stato svolto in ognuna delle quattro zone sismiche previste dall'O.P.C.M. 3431 sia in alta duttilità sia in bassa duttilità.

La normativa definisce il requisito di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo nei seguenti termini: *“Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto (... omissis ...), caratterizzata da una probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni, le strutture degli edifici, (... omissis ...) pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere un residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali”*. Risulta subito chiaro come la progettazione in zona sismica possa prevedere il funzionamento dei materiali da costruzione in campo fortemente non lineare nel quale essi subiscono danni severi.

2 Descrizione del progetto

L'edificio in oggetto è situato in zona 1 e il requisito prestazionale imposto per le strutture è la classe di duttilità A (CDA). L'edificio è a destinazione residenziale (tipo di costruzione 2 secondo la classificazione del D.M. 14.01.2008, con vita nominale $VN \geq 50$ anni) e classe d'uso II. Esso è a pianta rettangolare con una larghezza di 16 m ed una lunghezza di 30 m e si sviluppa in quattro piani fuori terra con un'altezza complessiva di 12,80 m. La tipologia strutturale è a telaio in entrambe le direzioni principali. Nel lato più lungo sono presenti cinque campate da 6 m ciascuna mentre nel lato corto sono presenti quattro campate da 4 m.

Gli orizzontamenti di piano e la copertura sono realizzati in latero-cemento di altezza 20+4 cm orditi parallelamente al lato lungo dell'edificio.

Le travi del telaio nelle due direzioni sono fuori spessore ed hanno un'altezza pari a 35 cm e una base pari a 40 cm; le dimensioni dei pilastri dal piano terra hanno dimensioni 40 cm x 40 cm.

L'edificio soddisfa i requisiti di regolarità in pianta ed in altezza. Esso inoltre è simmetrico rispetto alle direzioni principali baricentriche e pertanto ad ogni piano il baricentro delle masse ed il baricentro delle rigidità coincidono. Ciò comporta che un'azione orizzontale di tipo sismico non induca momenti torcenti sugli elementi verticali salvo per effetto dell'eccentricità accidentale imposta nella verifica dalla normativa.

Per evitare che le murature di tamponamento irrigidiscano i telai, si prevede che esse vengano separate dai pilastri tramite l'inserimento di fogli di polistirolo o connessioni equivalenti secondo la normativa vigente.

3 Normativa di riferimento

Il progetto strutturale è stato condotto in ragione delle seguenti norme e regolamenti:

- Legge 5.11.1971 n.1086, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- CNR N. 182 - 1997 “COSTRUZIONI DI ACCIAIO. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- CNR 10016 N. 194 “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni”
- Decreto Min. Infrastrutture 14.01.2008, Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 02 Febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP. , Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio”;
- Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo”.

3.1 Materiali

Per le parti in calcestruzzo armato ordinario:

- Decreto Min. Infrastrutture 14.01.2008, Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 02 Febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP. , Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”

I materiali base componenti le travi reticolari autoportanti miste acciaio-calcestruzzo e pilastri misti risultano :

- Piatto in acciaio per carpenteria metallica, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025-2, a formare il corrente inferiore della trave.
- Barre in acciaio per carpenteria metallica, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025-2, utilizzate sia per il corrente superiore compresso che per l'armatura integrativa in zona tesa e le aste di parete.
- Saldature a filo continuo con gas protettivo CO₂, ottenute con fili del tipo 3° - UNI 8031/79

- Acciaio ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento disposto in opera a lembo superiore della trave ove fosse richiesto per l'assorbimento di sollecitazioni flessionali a tendere tali fibre.

Tutto l'acciaio per carpenteria utilizzato è prodotto qualificato ai sensi dell'Capitolo 11.3.4. relativo al D.M. 14.01.2008, “Acciai per strutture metalliche e per strutture composte” e s.m.i.

4 Tipo di verifica strutturale adottato e combinazioni di calcolo

Si adotta il metodo Semi Probabilistico agli Stati Limite (SPSL).

Le azioni di calcolo si distinguono in base alle verifiche che si devono eseguire sulla struttura e precisamente quella di resistenza ultima (SLU) e quella di buona performance in condizione di esercizio (SLE).

La struttura viene studiata staticamente per gli effetti dei carichi verticali permanenti e accidentali, secondo le combinazioni previste dal D.M. 14.01.2008 per il tipo di struttura in esame.

Per le forze sismiche viene eseguita l'analisi statica equivalente.

5 Materiali impiegati

Nell'esecuzione dell'opera si prevede l'utilizzo dei materiali di seguito elencati di cui vengono individuate le caratteristiche meccaniche come previsto dal Regolamento Italiano.

Il calcestruzzo impiegato per tutte le strutture in elevazione e di fondazione ha classe di resistenza C25/30.

A tale valore corrisponde la resistenza cilindrica a compressione

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 24,9 \text{ MPa}$$

e dividendo tale valore per il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo $\gamma = 1,5$ si ottiene la resistenza di calcolo cilindrica

$$f_{cd} = 16,60 \text{ MPa}$$

Per il modulo elastico istantaneo, tangente all'origine, in mancanza di diretta sperimentazione, si assume in sede di progetto il valore

$$E_c = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = 26206 \text{ MPa}$$

con:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 31447 \text{ MPa}, f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{CE} = 1,2$$

Si considera un coefficiente di Poisson in campo elastico

$$\nu = 0,2$$

L'ambiente si considera moderatamente aggressivo per cui si adotta

Cemento tipo: 32.5

Classe di esposizione ambientale: XC2

Rapporto massimo acqua/cemento: 0.60

Contenuto minimo di cemento: 300 kg/m³

Classe di consistenza (slump test): S4

Massimo diametro aggregati: 25 mm

Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, si utilizza acciaio ad aderenza migliorata in barre B450C.

La tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio in barre è

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

e dividendo tale valore per il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio $\gamma = 1,15$ si ottiene la tensione di calcolo

$$f_{yd} = 391,3 \text{ MPa.}$$

Per le strutture in miste acciaio-calcestruzzo, si utilizza acciaio da carpenteria in barre o piatti S355J0.

La tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio in barre è

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

e dividendo tale valore per il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio $\gamma = 1,05$ si ottiene la tensione di calcolo

$$f_{yd} = 338,10 \text{ MPa.}$$

6 Terreno di fondazione

Al fine della determinazione dell'azione sismica si assume che l'edificio appoggi su un suolo di categoria C. A tale categoria appartengono i depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, su terreno pianeggiante (categoria condizioni topografiche T1)

Non vengono progettate le fondazioni in quanto si ritiene che esse non aggiungano nulla alle conclusioni del presente esempio progettuale.

7 Analisi dei carichi

Di seguito sono riportate le analisi dei carichi da considerarsi agenti sulle varie componenti strutturali.

7.1 Peso proprio dei materiali da costruzione

Il valore caratteristico superiore del peso specifico assunto per i materiali strutturali impiegati nella costruzione è:

- calcestruzzo $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- muratura semipiena $\gamma_m = 14 \text{ kN/m}^3$

7.2 Carico della neve

Il carico di neve sulla copertura viene valutato con la seguente formula:

$$q_s = \mu_i q_{sk}$$

dove

- q_s carico da neve sulla copertura;
- μ_i coefficiente di forma della copertura che per copertura piana vale 0,8;

q_{sk} carico neve al suolo che vale $1,00 \text{ kN/m}^2$ per zona I e altitudini inferiori a 200 m

Si assume cautelativamente che il carico agente in direzione verticale riferito alla superficie orizzontale della copertura sia pari a:

$$q_s = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

7.3 Analisi dei carichi sui solai

7.3.1 Solaio a piano primo, secondo e terzo (a travetti con cappa, $h=20+4 \text{ cm}$)

- carico permanente (tramezze, pavimentaz., ecc.)	$3,20 \text{ kN/m}^2$	
- peso proprio dei solai $h=20+4 \text{ cm}$	<u>$3,20 \text{ kN/m}^2$</u>	
Carico permanente G	$6,40 \text{ kN/m}^2$	$6,40 \text{ kN/m}^2$
Carico accidentale Q		<u>$2,00 \text{ kN/m}^2$</u>
Totale complessivo carico su solaio		$8,40 \text{ kN/m}^2$

7.3.2 Solaio di copertura (a travetti con cappa, $h=20+4 \text{ cm}$)

- carico permanente (rivestimento, intonaco, ecc.)	$2,20 \text{ kN/m}^2$	
- peso proprio dei solai $h=20+4 \text{ cm}$	<u>$3,20 \text{ kN/m}^2$</u>	
Carico permanente G	$5,40 \text{ kN/m}^2$	$5,40 \text{ kN/m}^2$
Carico accidentale Q		<u>$1,30 \text{ kN/m}^2$</u>
Totale complessivo carico su solaio		$6,70 \text{ kN/m}^2$

7.3.3 Determinazione dei carichi verticali agenti sulle travi reticolari autoportanti miste acciaio-calcestruzzo

Dalle reazioni di appoggio dei solai si determinano i carichi verticali permanenti e variabili sui telai principali dell'edificio.

Nel caso della tipologia strutturale REP[®] devono essere distinti i carichi permanenti di prima fase da quelli di seconda fase. Infatti nella prima fase i tralicci autoportanti delle travi REP[®] sostengono il peso proprio, il peso del solaio ed il peso del getto di calcestruzzo integrativo. Nella seconda fase a maturazione avvenuta, il calcestruzzo integrativo collabora con la trave composta per sostenere i carichi permanenti portati aggiuntivi (intonaco, massetto, impianti, pavimentazione, tramezze, ecc.) ed i carichi variabili.

Nella tabella seguente sono riassunti i valori delle reazioni di appoggio del solaio sulle travi del secondo telaio principale.

carico	piani 1, 2 e 3	copertura
perm. I fase (kN/m)	21,72	18,32
perm. II fase (kN/m)	21,72	18,32
var. II fase (kN/m)	14,60	9,49

Tra i carichi permanenti occorre anche tenere conto del peso delle murature di tamponamento che, attraverso le travi dei telai longitudinali giunge ai nodi del telaio trasversale.

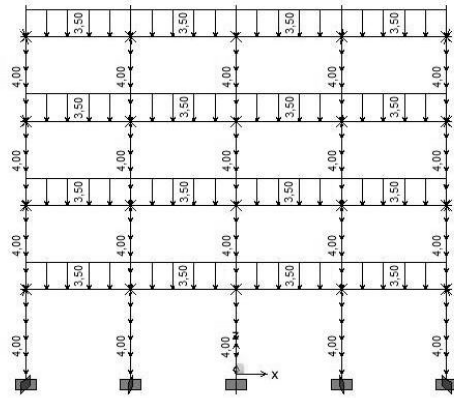


Figura 1: schema statico con i carichi di peso proprio del telaio

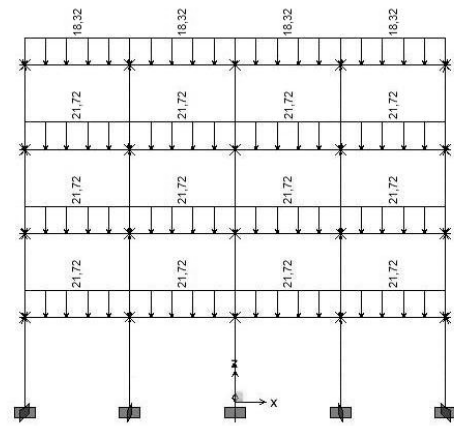


Figura 2: schema statico con i carichi permanenti di prima fase

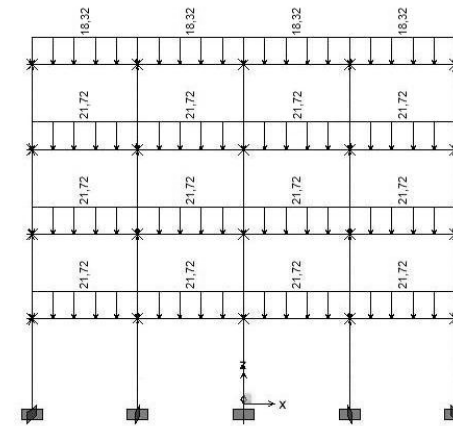


Figura 3: schema statico con i carichi permanenti di seconda fase

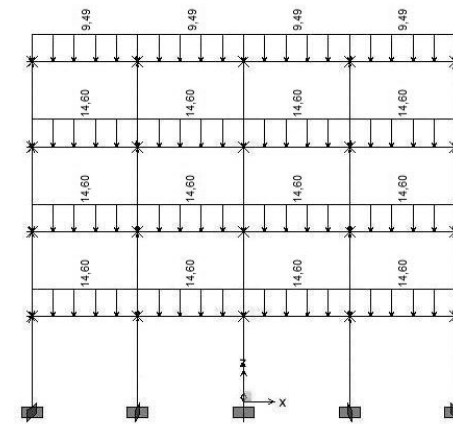


Figura 4: schema statico con i carichi variabili di seconda fase

7.4 Azione sismica

7.4.1 Accelerazione massima su suolo di categoria A

Avendo considerato l'edificio in zona sismica 1, è stato considerato un valore di accelerazione massima sul suolo pari a:

Zona	Valore di a_g
1	0,35g

7.4.2 Suolo di fondazione

Il suolo di fondazione è appartenente alla categoria C (depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti). Per tale tipo di suolo si riportano in tabella i valori dei parametri amplificazione stratigrafica e topografica:

Cat. suolo	S_S	C_C	S_T
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$	1,0

7.4.3 Fattore di struttura

Per la schematizzazione della struttura che prevede come elementi resistenti i telai in c.a. il fattore di struttura si può scrivere come:

$$q = q_0 K_w K_R$$

dove:

- $q_0 = 4,5 \alpha_u / \alpha_1$ per Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste in CD "A";
- $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ per edifici a telaio con più piani e più campate;
- $K_w = 1,0$ per strutture a telaio e miste equivalenti a telai;
- $K_R = 1,0$ per edifici regolari in altezza.

Pertanto nel caso specifico si otterrà $q = 5,85$ per i telai progettati in CD "A".

7.4.4 Spettri di progetto

Lo spettro di risposta elastico è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

Per le verifiche allo stato limite ultimo lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V^*} considerata con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Lo spettro di progetto è dunque definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

La costruzione è regolare in altezza; dato che l'altezza è inferiore a 40 m, si può stimare il primo periodo di vibrazione della struttura con la relazione:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Essendo:

- $H = 12,80$ m (altezza dell'edificio dal piano del primo solaio, ovvero al di sopra del blocco rigido entro terra);
- $C_1 = 0,075$ (edificio con struttura a telaio in calcestruzzo).

Si ricava pertanto: $T_1 = 0,075 \times 12,80^{3/4} = 0,51$ s

Con i dati sopra riportati si derivano gli spettri di risposta in accelerazione orizzontale necessari per valutare, tramite il tipo di analisi che si intende condurre, l'azione del sisma sulla struttura in esame:

zona	$S_e(T_1)/g$	$S_{d,SLU}(T_1)/g$ CD "A"	$S_{d,SLD}(T_1)/g$
1	1,07	0,18	0,43

Per l'edificio in esame non ricorrono i presupposti previsti da D.M. 14.01.2008 per quello che concerne la considerazione dell'azione sismica verticale, che pertanto non si considera ai fini del dimensionamento delle strutture.

7.5 Azione del vento

La pressione esercitata dal vento sulle strutture è decisamente inferiore all'azione sismica e pertanto non viene considerata nel dimensionamento.

8 Considerazioni in merito al tipo di analisi da adottare

L'edificio in questione soddisfa ai requisiti di regolarità sia in pianta che in altezza. La constatazione della regolarità in altezza consente la possibilità di analizzare la struttura mediante un approccio statico, verificando che il periodo del primo modo di vibrare $T_1 = 0,51$ s sia minore di $2,5 T_C$ o T_D .

Inoltre gli edifici regolari in pianta possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale.

9 Forze sismiche nell'analisi statica

Nell'analisi statica viene applicata a ciascun solaio una forza data dalla seguente relazione:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / (\sum_j z_j W_j)$$

essendo:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

ove:

- F_i è la forza da applicare al piano i-mo;
- W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente;
- z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- $\lambda = 0,85$ poiché l'edificio ha più di tre piani e $T_1 < 2,5 T_C = 2,5 \times 0,5 = 1,25$ s;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità.

Il peso sismico di ciascun piano è calcolato con la formula:

$$W_i = G_k + \sum_i (\Psi_{Ei} Q_{ki})$$

9.3 Incrementi per effetti torsionali

La norma prescrive di tenere conto degli effetti torsionali accidentali in due modi alternativi. Il primo prevede di spostare il centro di massa dell'edificio di una quantità pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica in entrambe le direzioni principali dello stesso. Il secondo, che può essere applicato ad edifici aventi massa e rigidità simmetricamente distribuite in pianta, consta nell'amplificazione delle forze assorbite da ciascun elemento resistente verticale con il fattore $\delta = (1+0,6 x/L_e)$ dove: x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata ed L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Operando come previsto nella seconda modalità si ottengono i seguenti fattori di amplificazione. I telai piani longitudinali sono cinque: per i due esterni si ottiene un fattore pari a 1,30; per i due intermedi un fattore pari a 1,15; per quello centrale un fattore pari a 1,0. I telai piani trasversali sono sei: per i due esterni si ricava un fattore pari a 1,30; per i due intermedi un fattore pari a 1,18; per i due centrali un fattore pari a 1,06.

9.4 Forze sismiche sui singoli telai

Come già accennato in precedenza, essendo i solai infinitamente rigidi nel loro piano gli elementi resistenti costituiti dai telai si ripartiscono l'azione orizzontale in modo proporzionalmente alla loro rigidità. La quota parte di forze sismiche equivalenti vengono poi amplificate del coefficiente che tiene conto dell'eccentricità accidentale delle masse.

Per il dimensionamento dei telai trasversali che sorreggono i solai si considera il secondo telaio a partire dai lati che, per la combinazione delle azioni verticali ed orizzontali, è sicuramente quello più sollecitato.

Per il corretto dimensionamento dei pilastri a presso flessione deviata si considerano tre telai in direzione longitudinale ciascuno adottando la stessa azione sismica ma un coefficiente diverso per gli effetti dell'eccentricità accidentale delle masse.

Applicando alle forze di piano i coefficienti di amplificazione sopra riportati si ottengono le forze orizzontali nelle due direzioni di provenienza del sisma.

Le azioni sulla costruzione devono essere combinate in modo da determinare le condizioni di carico più sfavorevoli ai fini delle verifiche. Inoltre bisogna ricordare che i valori massimi della risposta, ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente, possono essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Si riportano di seguito i grafici con le forze orizzontali che sono state applicate successivamente ai modelli numerici dei telai.

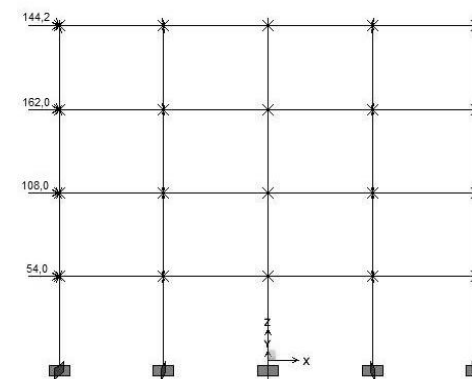


Figura 5: schema statico con i carichi sismici applicati per uno dei due versi di sollecitazione

10 Progetto dei telai principali

10.1 Modello numerico dei telai

Per ogni zona sismica e per entrambe le classi di duttilità si è creato un modello numerico agli elementi finiti. In tali modelli si sono discretizzate fedelmente le strutture che compongono i telai.

La struttura viene studiata staticamente per gli effetti dei carichi verticali permanenti e accidentali.

Per le forze sismiche viene eseguita l'analisi statica equivalente.

10.2 Condizioni di carico elementari e sollecitazioni relative

Dalle reazioni di appoggio dei solai si determinano i carichi verticali permanenti ed accidentali sui telai principali dell'edificio secondo quanto riportato nell'analisi dei carichi.

In questa fase sono state condotte 2 tipi di modellazione:

- edificio in cui il telaio è costituito elementi strutturali orizzontali in c.a. ordinario;
- edificio in cui il telaio è costituito elementi strutturali orizzontali di tipo misto acciaio-calcestruzzo autoportanti in fase I;

Successivamente si sono confrontate le sollecitazioni a telaio delle due tipologie, evidenziando il benefico contributo del Sistema REP[®], con riduzione dei momenti flettenti negativi in corrispondenza dei nodi trave-pilastro.

10.2.1 Inviluppo delle sollecitazioni per telaio in c.a. normale

(1) Sollecitazioni statiche

Per il telaio in c.a. normale tutti i carichi verticali delle travi agiscono dopo la rimozione delle strutture provvisorie di sostegno ovvero dopo l'indurimento del getto di calcestruzzo.

In tal caso lo schema statico è direttamente quello finale del telaio e le sollecitazioni possono essere determinate sommando gli effetti delle diverse combinazioni elementari di carico amplificate mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

Vengono di seguito presentati i diagrammi del momento flettente, dello sforzo di taglio e dello sforzo normale per il telaio.

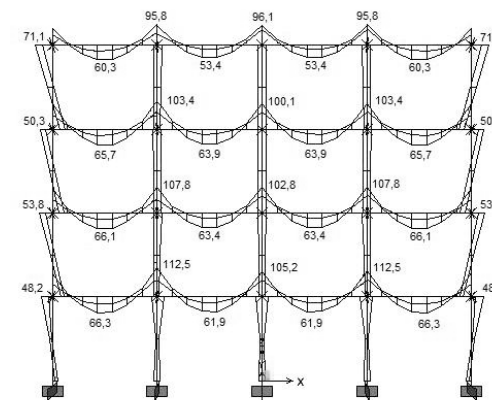


Figura 6: sollecitazioni di momento flettente sul telaio

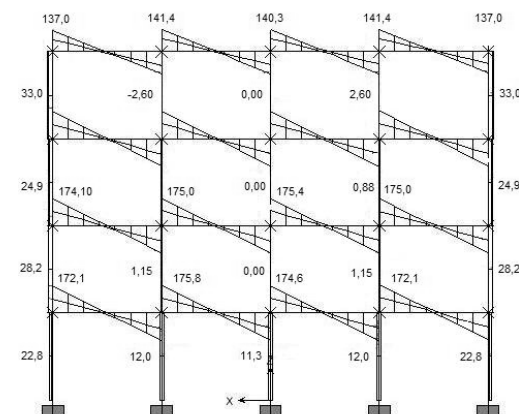


Figura 7: sollecitazioni di sforzo di taglio sul telaio

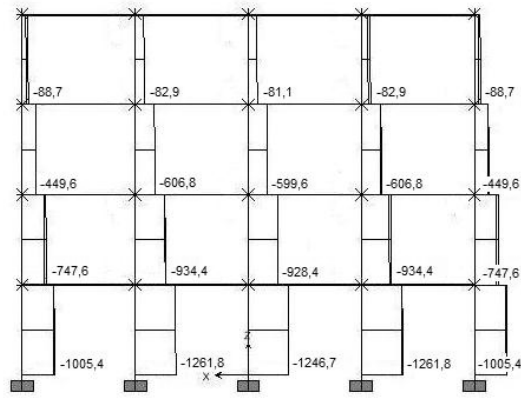


Figura 8: sollecitazioni di sforzo di taglio sul telaio

(2) Sollecitazioni sismiche

Per quanto riguarda le sollecitazioni sismiche sul telaio solo i momenti sollecitanti e gli sforzi normali hanno rilevanza in quanto gli sforzi di taglio sollecitanti sono ricavati a partire dai momenti resistenti di travi e pilastri dopo la loro progettazione.

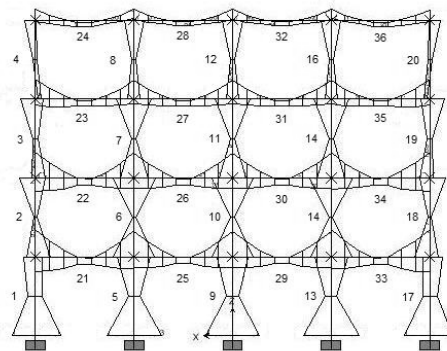


Figura 9: sollecitazioni di momento flettente sul telaio

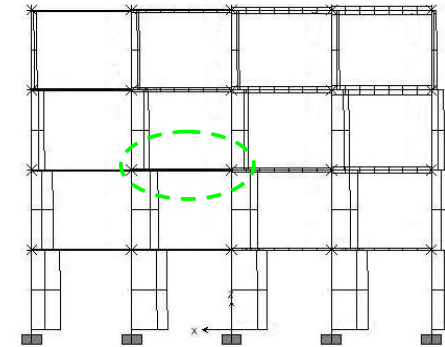


Figura 10: sollecitazioni di sforzo normale sul telaio con evidenziata trave 21

Per maggior chiarezza i valori delle sollecitazioni non sono riportati nei grafici, bensì nelle tabelle di calcolo dei singoli elementi. La seguente immagine fornisce un esempio di involucro di sollecitazioni di calcolo relative al momento flettente della trave 21 evidenziata nella figura precedente oggetto di verifica dettagliata.

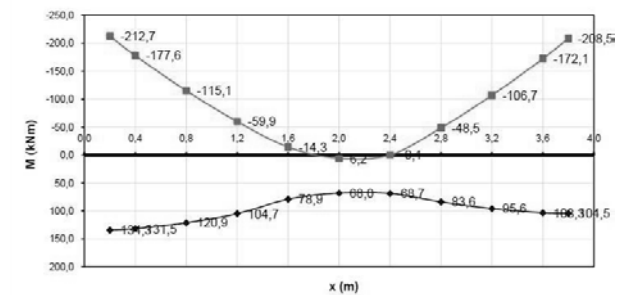


Figura 11: Involucro momento flettente sollecitante per la trave 21

I parametri di sollecitazioni relativi al taglio vengono ricavati a partire dai momenti flettenti resistenti massimi di segno opposto di ciascuna delle travi a cui vanno a sommarsi gli sforzi di taglio che competono ai carichi verticali in combinazione sismica considerando ciascuna trave in semplice appoggio. La seguente figura esemplifica gli sforzi di taglio sollecitanti da considerare nelle verifiche per la stessa trave 21.

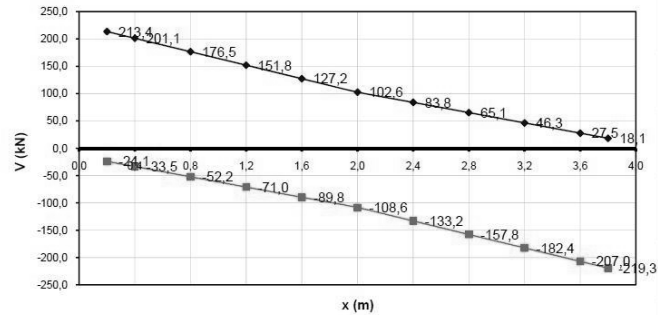


Figura 12: Inviluppo sforzo di taglio sollecitante per la trave 21

10.2.2 Inviluppo delle sollecitazioni per telaio in struttura REP®

(3) Sollecitazioni statiche

Per il telaio in struttura mista REP® i carichi verticali permanenti si distinguono in quelli di prima fase e di seconda fase, a seconda che essi siano sopportati dal traliccio REP® autoportante o dalla struttura mista completa, ad avvenuta maturazione del getto integrativo di calcestruzzo.

Infatti con l'indurimento del getto integrativo di calcestruzzo cambia anche lo schema statico delle travi passando da quello di semplice appoggio a quello di telaio vero e proprio.

Le seguenti immagini mostrano i diagrammi di inviluppo dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio agenti sui tralicci in prima fase.

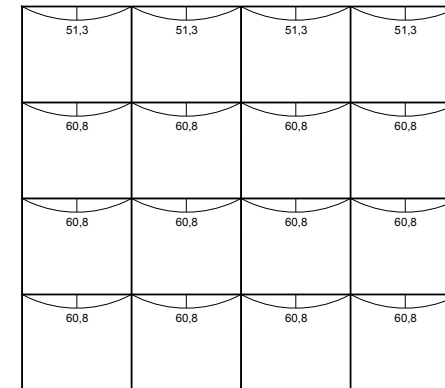


Figura 13: Momenti flettenti sollecitanti in prima fase sopportati dai tralicci REP®

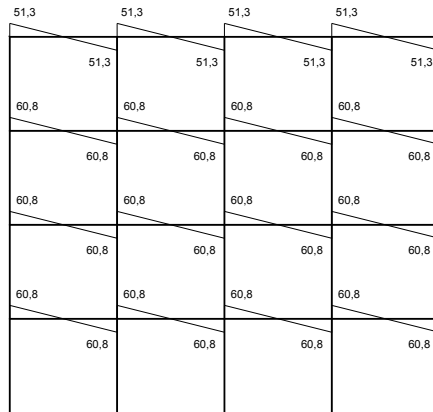


Figura 14: Sforzi di taglio sollecitanti in prima fase supportati dai tralicci REP®

Le sollecitazioni finali che agiscono sulle travi reticolari autoportanti miste acciaio-calcestruzzo differiscono da quelle di un telaio in c.a. normale per quanto riguarda i momenti flettenti mentre gli sforzi di taglio e gli sforzi normali rimangono praticamente inalterati. L'immagine che segue mostra l'involuppo dei momenti flettenti. Si può notare che l'effetto dell'autoportanza delle travi REP® produce una diminuzione dei momenti negativi in corrispondenza dei pilastri ed un aumento dei momenti flettenti positivi in corrispondenza delle campate delle travi.

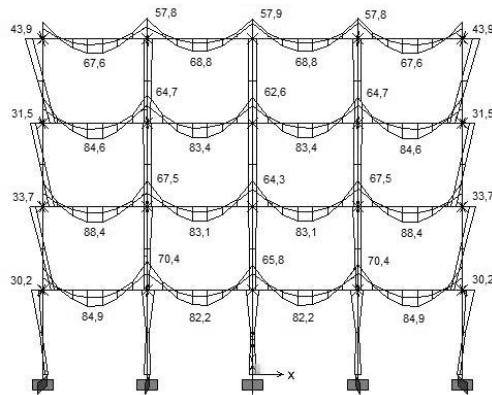


Figura 15: Sforzi di momento flettente su telaio REP®

(4) Sollecitazioni sismiche

Anche in questo caso le azioni sismiche agiscono sul telaio completo, ovvero nella seconda fase di vita della struttura, quando il calcestruzzo del getto di completamento collabora a formare la struttura mista.

Le sollecitazioni finali che agiscono sulle travi reticolari autoportanti miste acciaio-calcestruzzo differiscono da quelle di un telaio in c.a. normale per quanto riguarda i momenti flettenti. Infatti, come già visto per le sollecitazioni statiche di seconda fase, gli sforzi di taglio e gli sforzi normali rimangono sostanzialmente inalterati.

I diagrammi del momento flettente riportano le sollecitazioni di calcolo per le quattro travi più sollecitate e più rappresentative, ovvero 21, 25, 22 e 26.

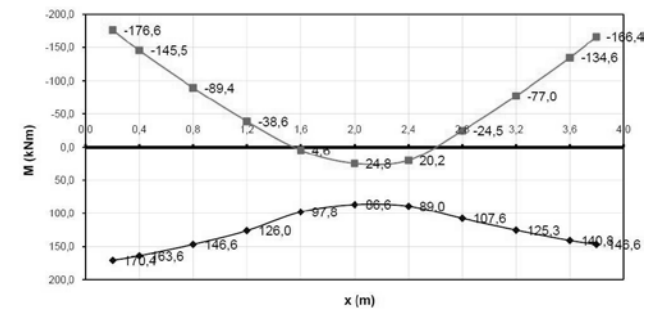


Figura 16: Involuppo momento flettente sollecitante per la trave REP® 21

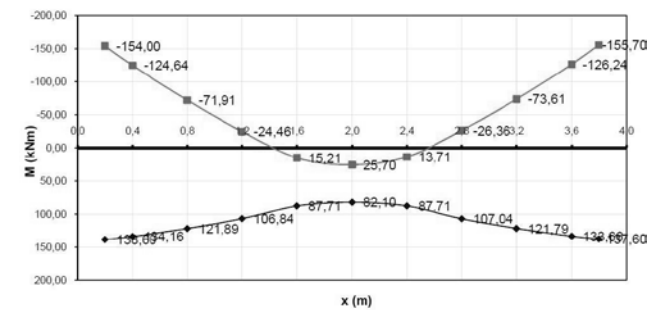


Figura 17: Involuppo momento flettente sollecitante per la trave REP® 25

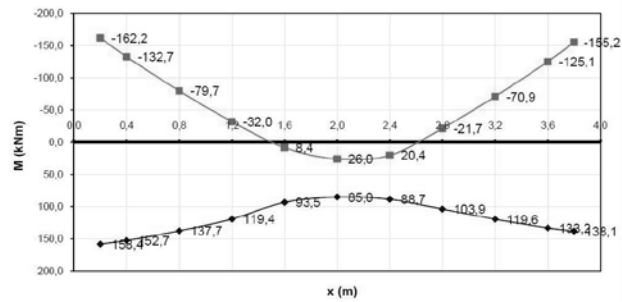


Figura 18: Involuto momento flettente sollecitante per la trave REP® 22

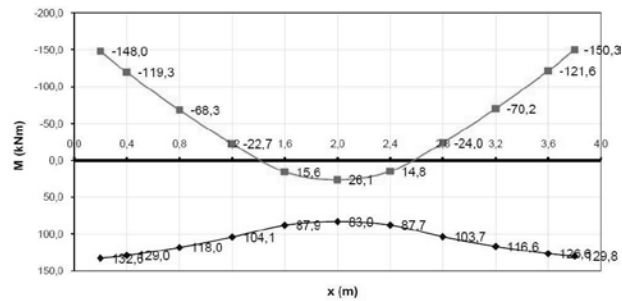


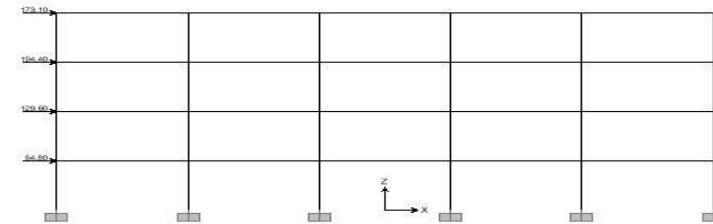
Figura 19: Involuto momento flettente sollecitante per la trave REP® 26

L'impiego delle travi REP® produce una benefica riduzione dei momenti flettenti sollecitanti negativi in corrispondenza dei pilastri, diminuendo così le sollecitazioni più gravose rispetto alle travi in c.a. ordinario.

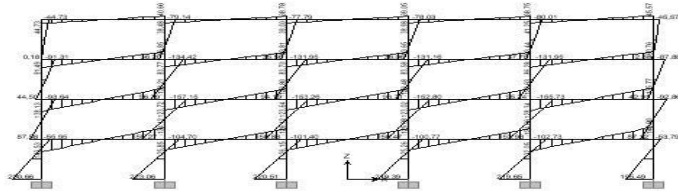
10.3 Telai longitudinali

Anche questi telai sono stati analizzati in modo uguale a quelli trasversali tenendo conto che su di essi non appoggiano i travetti del solaio.

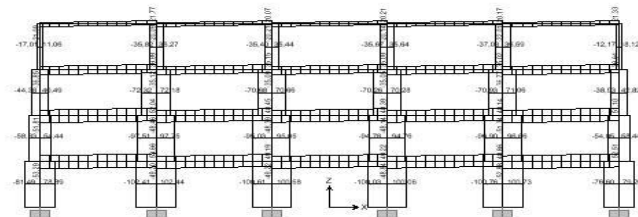
Così come per i telai principali si riportano alcuni dati e risultati per quanto riguarda il telaio esterno dell'edificio progettato in zona 1 CD "A".



Input FEM: azione sismica



Input FEM: momenti flettenti SLU azione sismica



Input FEM: taglio SLU azione sismica

10.4 Verifiche di spostamento

Nell'analisi allo SLD si calcola il valore di spostamento tramite moltiplicazione di quello derivante dall'analisi per il fattore di importanza, in questo caso pari a 1. Lo spostamento interpiano massimo per i telai trasversali risulta essere pari a:

$$-\delta_{xr,SLD} = (0,80 - 0,34) = 0,46 \text{ cm}$$

pari al 0,15% di $H_{\text{interpiano}} = 320 \text{ cm}$ e quindi inferiore al limite massimo concesso di 0,75% per edifici con muratura di tamponamento collegata elasticamente alla struttura.

Lo spostamento di interpiano massimo per i telai longitudinali risulta essere pari a:

$$-\delta_{yr,SLD} = (1,09 - 0,42) = 0,67 \text{ cm}$$

pari al 0,21% di $H_{\text{interpiano}} = 320 \text{ cm}$ e quindi inferiore al limite massimo concesso di 0,75% per edifici con muratura di tamponamento collegata elasticamente alla struttura.

10.5 Verifiche rispetto agli effetti del secondo ordine

Come descritto nel § 7.3.1 del D.M. 14.01.2008 gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati nel caso in cui sia verificata la seguente condizione ad ogni piano:

$$\Theta = \frac{P d_r}{V h} < 0.1$$

nella quale:

P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;

d_r è lo spostamento interpiano valutato allo SLU;

V è la forza orizzontale totale al piano in esame;

h è l'altezza del piano;

Nelle tabelle che seguono si riporta il calcolo per il sisma in direzione trasversale e longitudinale per il telaio progettato.

Per il sisma trasversale risulta:

piano	d_r (cm)	h (cm)	P (kN)	V (kN)	Θ
primo	0,82	320	4575	468	0,025
secondo	1,17	320	3330	414	0,029
terzo	0,88	320	2084	306	0,019
quarto	0,53	320	840	144	0,010

Per il sisma longitudinale risulta:

piano	d_r (cm)	h (cm)	P (kN)	V (kN)	Θ
primo	1,05	320	5490	562	0,032
secondo	1,52	320	3996	497	0,038
terzo	1,29	320	2501	367	0,027
quarto	0,70	320	1008	173	0,013

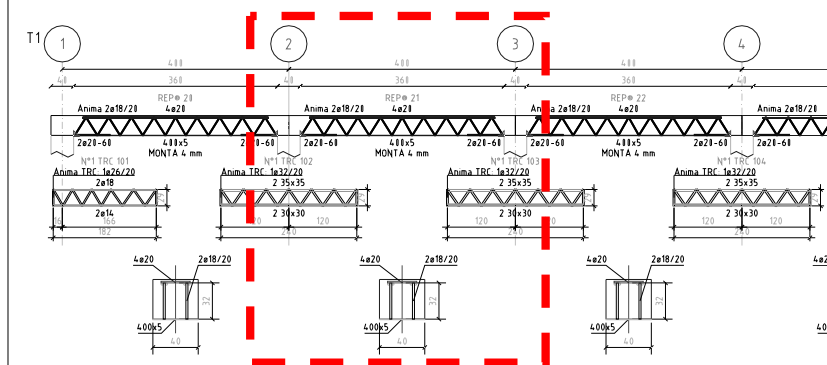
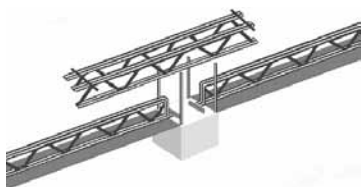
11 Verifiche degli elementi strutturali

Si riporta per semplicità la verifica di una sola trave reticolare autoportante mista acciaio-calcestruzzo (trave 21) e di un pilastro in struttura mista acciaio-calcestruzzo del Sistema REP[®].

Verifica trave 21

La Trave REP[®] è un manufatto prodotto in stabilimento secondo una precisa ripetitività tipologica. Essa è completata in opera con la posa delle armature integrative ed il getto di calcestruzzo, da parte dell'impresa appaltante.

La presente relazione definisce il procedimento di calcolo di una specifica tipologia della trave REP[®] NOR, costituita da una struttura metallica autoportante che presenta il corrente inferiore formato da piatto in acciaio per carpenteria metallica, su cui deve poggiare il solaio, correnti superiori e anime di collegamento in profili di acciaio tondi o quadri. In corrispondenza degli appoggi viene posta un'apposita armatura integrativa, a corredo con la fornitura, in grado di garantire la continuità delle travate a più campate e trasmettere le sollecitazioni derivanti dalle diverse combinazioni di carico alle strutture verticali di sostegno.



In particolare la Trave REP[®] NOR è composta da:

- piatto inferiore e/o corrente inferiore e superiore in acciaio per strutture metalliche, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025;
- anima di collegamento ottenuta con barre inclinate in acciaio per strutture metalliche, conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025, saldate al corrente superiore ed a quello inferiore.
- dispositivo d'appoggio antiscorrimento, ed antiribaltamento, permette il razionale collegamento con le strutture verticali.

Il comportamento statico della Trave REP[®] è legato alle due diverse fasi realizzative:

- Fase I, sino al consolidamento del calcestruzzo, la Trave REP[®] funziona come una struttura reticolare metallica e presenta generalmente schema isostatico (trave in semplice appoggio)
- Fase II a getto solidificato, la Trave REP[®] è solidarizzata con le strutture portanti contigue (travi e pilastri), con conseguente schema strutturale iperstatico (telaio o trave continua) e sezione resistente a struttura mista in acciaio e calcestruzzo.

Nella progettazione si tiene conto della diversità fra la prima e la seconda fase, sia nel calcolo delle sollecitazioni che nella verifica degli stati tensionali.

Le Travi REP[®] con piatto inferiore in acciaio per carpenteria metallica possono essere prodotte con controfreccia o monta iniziale pari alla somma della freccia elastica dovuta ai

carichi iniziali in prima fase ed ai carichi fissi in seconda fase, come generalmente avviene per le travi reticolari in acciaio.

L'autoportanza delle travi REP[®], nella fase di montaggio e getto del calcestruzzo, è affidata al solo traliccio metallico costituito da elementi in acciaio da carpenteria metallica, per cui per tale fase si applicano norme e codici di calcolo relative alle strutture in acciaio in vigore, quali:

- Decreto Min. Infrastrutture 14.01.2008, paragrafo 4.2 “Costruzioni di acciaio”;
- Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio”;
- CNR N. 182 - 1997 “COSTRUZIONI DI ACCIAIO. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.

Successivamente, dopo la maturazione ed il raggiungimento della resistenza caratteristica di progetto prevista per il calcestruzzo, la trave REP[®] diventa un elemento monolitico misto in acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante, in cui il profilato metallico reticolare è interamente inglobato nel conglomerato cementizio.

In questa fase, le travi REP[®] rientrano nella famiglia delle travi miste in acciaio-calcestruzzo, in cui l'uguaglianza di deformazione fra parti in acciaio e il calcestruzzo, che le avvolge, è assicurata dalla penetrazione di quest'ultimo fra le maglie della struttura reticolare, e come tali sono verificate con le norme e codici di calcolo relativi:

- Decreto Min. Infrastrutture 14.01.2008, paragrafo 4.3 “Costruzioni composte di acciaio - calcestruzzo”;
- Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo”;
- CNR 10016 N. 194 “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni”.

Il traliccio metallico viene pertanto verificato sia agli effetti degli sforzi assiali (di trazione e compressione) derivanti dal comportamento di prima fase di “struttura reticolare metallica” che agli sforzi di scorrimento e taglio derivanti dalla seconda fase di “struttura mista acciaio-calcestruzzo”.

Le strutture miste acciaio-calcestruzzo sono particolarmente indicate per la zona sismica, sia per la loro resistenza, che consente una riduzione delle masse, sia per la loro duttilità, che permette alla struttura di andare oltre il limite elastico senza rischio di collasso.

Resistenza a flessione:

La valutazione del momento resistente è stata condotta considerando la teoria della plasticità secondo quanto riportato in § 6.3.2(2) Eurocodice 4 parte 1-1.

Resistenza a taglio

La resistenza a taglio del sistema REP[®] (in Fase II) viene valutata considerando solo la parte metallica.

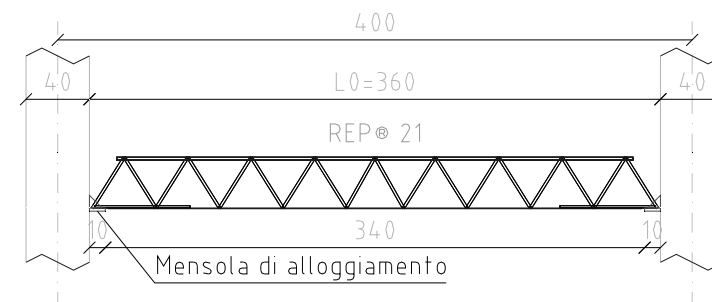
Alla luce di quanto sopra riportato, i punti che seguono esplicitano il calcolo adottato per il corretto dimensionamento delle travi REP[®] secondo le direttive vigenti, distinguendo le due fasi realizzative e di diverso comportamento strutturale.

Analisi e verifica in Fase I

Generalità

In Fase I la trave funziona come una struttura reticolare metallica e presenta schema generalmente isostatico di trave in semplice appoggio.

Nel nostro caso l'appoggio in fase I è costituito dalle mensole metalliche di alloggiamento situate sulle colonne miste, secondo lo schema riportato di seguito.



Il momento massimo si ha in mezzera e il suo valore è:

$$M_{sdt} = \frac{1}{8} g_{id} \cdot L_0^2$$

Il taglio massimo si ha all'appoggio e vale:

$$V_{sdi} = \frac{1}{2} g_{id} \cdot L_0$$

dove:

- g_{id} = valore di progetto del carico di prima fase
- L_0 = luce della trave

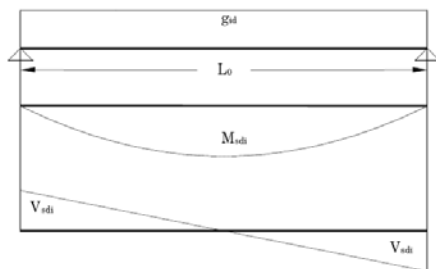


Figura 3.1 – Sollecitazioni nella prima fase.

I valori di taglio e momento in fase I sono stati precedentemente determinati dall'analisi sollecitazioni e valgono:

$$M_{sdI} = 60,8 \text{ kNm}$$

$$V_{sdI} = 60,8 \text{ kN}$$

Verifica ad instabilità nel piano verticale del corrente superiore compresso

La verifica è soddisfatta se (secondo D.M. 14.01.2008, paragrafo 4.2 "Costruzioni di acciaio"):

$$\frac{M_{sdI}}{n \cdot H} < N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{1,05}$$

dove :

- n è il numero di aste che compongono il corrente compresso
- H è l'altezza del traliccio in acciaio

$$\chi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \\ 1 \end{array} \right. = 0,509$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,26$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,3 \sqrt{\frac{235}{f_y}}} = 1,05$$

$$\alpha = 0,49$$

$$f_y = 355 \text{ MPa} \text{ è il valore caratteristico per la resistenza a snervamento dell'acciaio S355.}$$

La quantità λ è detta snellezza e dipende dalla lunghezza di inflessione l_0 , funzione delle condizioni di vincolo, e dall'inerzia della sezione :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = 80$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}} = 5 \text{ mm}$$

Nell'espressione di i , A è l'area dell'intero corrente, mentre l_0 è la lunghezza libera d'inflessione dell'intero corrente superiore nel piano verticale.

$J = 7854 \text{ mm}^2$ Inerzia della sezione, che per la singola asta del corrente compresso, se costituita da barra tonda vale:

$$J = \frac{\pi \cdot r^4}{4}$$

$$A = 314 \text{ mm}^2 \quad \text{area della singola asta del corrente}$$

$$r = 10 \text{ mm} \quad \text{raggio della barra tonda}$$

Si può ragionevolmente supporre che il tratto di asta soggetto ad instabilità (fig. 4.2), sia quello compresso fra due elementi d'anima, e quindi la lunghezza di inflessione l_0 si può assumere pari a Δ , ossia alla distanza fra due diagonali d'anima.

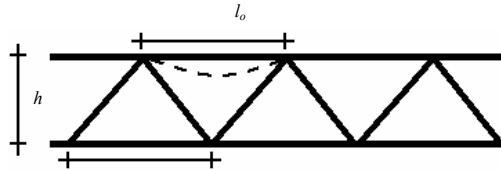


Figura 4.2 – Lunghezza di inflessione.

Considerando la trave 21 reticolare autoportante mista acciaio-calcestruzzo si ottiene quindi:

$$\frac{M_{sdi}}{n \cdot H} = 48,56 < N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{1,05} = 54,10 \text{ kN} - \text{Verificato}$$

Una verifica più accurata, consiste nel considerare nel piano verticale la Trave REP® come struttura reticolare, ovvero considerate i correnti superiori ed inferiori come “aste composte” con un collegamento a traliccio, come previsto dalle CNR N. 182 - 1997 “COSTRUZIONI DI ACCIAIO. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione” al § 7.2.3 o D.M. 14.01.2008, paragrafo 4.2 “Costruzioni di acciaio”.

Verifica ad instabilità nel piano orizzontale del corrente superiore compresso

Metodo semplificato

Si considera solo il corrente superiore della Trave REP® e si procede alla sua verifica come asta composta calastrellata ai sensi delle indicazioni contenute nel paragrafo C4.2.4.1.3.1.4 della Circolare n.°617 del 2 febbraio 2009.

Per comodità di rappresentazione, si considera il corrente superiore costituito da due sole barre circolari (fig. 4.3) di area equivalente $A_c = 2\emptyset 20 = 628 \text{ mm}^2$ distanziate di $h_0 = 190 \text{ mm}$ e calastrellate con barre $\emptyset 18 \text{ mm}$ ad interasse $a = 400 \text{ mm}$.

Il carico critico dell'asta può essere espresso come:

$$N_{cr,td} = \frac{1}{\frac{1}{N_{cr}} + \frac{1}{S_v}} \quad \text{in cui } S_v \text{ è la rigidezza a taglio del calastrello}$$

$$S_v = \frac{24 \cdot E \cdot J_c}{a^2 \left[1 + \frac{2 \cdot J_c \cdot h_0}{n \cdot J_v \cdot a} \right]} \leq \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot J_c}{a^2}$$

$$J_v = \frac{\pi \cdot \phi_v^4}{64} = 5.153 \text{ mm}^4 \quad \text{inerzia del calastrello}$$

n numero piani calastrellatura

$$J_c = 2 \times \frac{\pi \cdot \phi_c^4}{64} = 15.708 \text{ mm}^4 \quad \text{inerzia del semi-corrente superiore REP® composto da n.°2}\emptyset 20 \text{ mm}$$

Risulta:

$$S_v = 202 \text{ kN} \leq \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot J_c}{a^2} = 407 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{eff}}{L^2} = 2.294 \text{ kN}$$

In assenza di controventature si può assumere cautelativamente una lunghezza libera di inflessione del corrente superiore $L=3,2 \text{ m}$, pari alla lunghezza del corrente stesso.

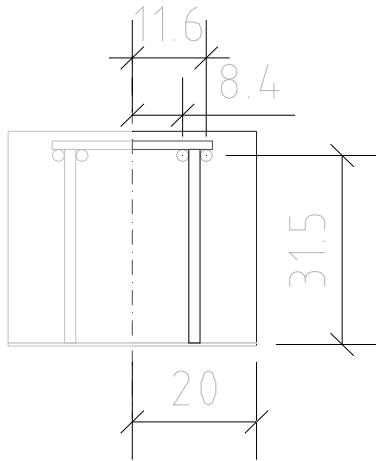


Figura 4.3 – Geometria della sezione

$$L = 3200\text{mm}$$

$$J_{eff} \cong 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_c = 11.335.400\text{mm}^4$$

$$N_{cr,id} = \frac{1}{\frac{1}{N_{cr}} + \frac{1}{S_v}} = 185,6\text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_c \cdot f_{yk}}{N_{cr,id}}} = 1,1 \quad \text{cui corrisponde (curva c) } \chi = 0,4842$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A_c \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 102,8\text{kN}$$

Lo sforzo normali di compressione agente sul semi-corrente in verifica risulta:

$$N_{Ed} = \frac{1}{2} \times \frac{M_{Sd}}{H_{REP}} = 95\text{kN}$$

Considerando le imperfezioni di montaggio come difetto di rettilineità, come previsto dalle Norme Tecniche:

$$e_0 = \frac{L}{500} = 6,4\text{mm}$$

Ed il momento dovuto alla deformata del second'ordine risulta:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,id}}} = 1246\text{kNmm}$$

$$N_{C,Ed} = N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_c}{2 \cdot J_{eff}} = 101,6\text{kN}$$

In definitiva risulta:

$$\frac{N_{C,Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,99 < 1,00 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica ad instabilità della prima diagonale compressa

La verifica è soddisfatta se:

$$N_{Sd} = \frac{V_{sdi}}{n \cdot \sin \alpha} \leq N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{1,05}$$

essendo

- N_{Sd} azione di compressione di calcolo in Fase I
- V_{sdi} azione di taglio di calcolo in Fase I
- n numero delle anime di cui è composta la trave
- α angolo formato dall'asse dell'anima e l'asse orizzontale della trave
- N_{Rd} resistenza dell'asta compressa in Fase I

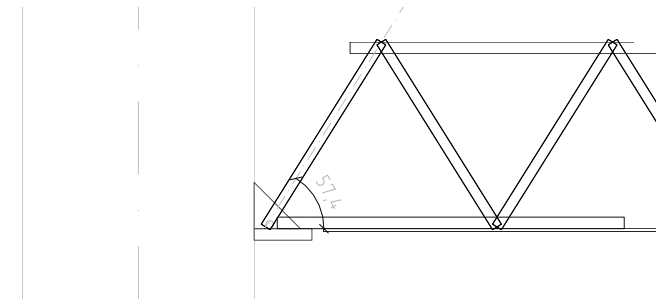


Figura 4.3 – Particolare appoggio in Fase I

Analogamente a quanto fatto in precedenza si ottiene:

$$J = \frac{\pi \cdot r^4}{4} = 5153 \text{ cm}^4$$

$$i = 4,5 \text{ mm}$$

$$l_0 = 371 \text{ mm (lunghezza libera d'inflessione anima)}$$

$$\lambda = 82,5 \text{ e } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,3 \sqrt{\frac{235}{f_y}}} = 1,09$$

$$\phi = 1,31$$

$$\chi = 0,49$$

Si ottiene:

$$N_{sd} = \frac{V_{sdi}}{n \cdot \sin \alpha} = 36,07 \leq N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{1,05} = 42,24 \text{ kN - Verificato}$$

Analisi e verifica in Fase II

Generalità

In **Fase II** a maturazione avvenuta, la Trave REP[®] è solidarizzata con le strutture portanti contigue (travi e pilastri), con conseguente schema statico di struttura mista in acciaio e calcestruzzo.

Le verifiche in questa fase dovranno tenere conto dell'involuppo delle sollecitazioni previste nelle diverse combinazioni di carico, per cui i valori di calcolo da confrontare con i parametri resistenti risulteranno essere:

$$M_{sd,mez} = 86,6 \text{ kNm} \quad \text{Momento massimo positivo in mezzeria della trave};$$

$$M_{sd,pos} = 170,4 \text{ kNm} \quad \text{Momento massimo positivo a filo pilastro};$$

$$M_{sd,neg} = -176,6 \text{ kNm} \quad \text{Momento minimo negativo a filo pilastro};$$

$$T_{sd} = 219,30 \text{ kN} \quad \text{Valore massimo (in modulo) del taglio agente a filo pilastro};$$

Verifica allo stato limite ultimo - flessione

- *Momento positivo in mezzeria*

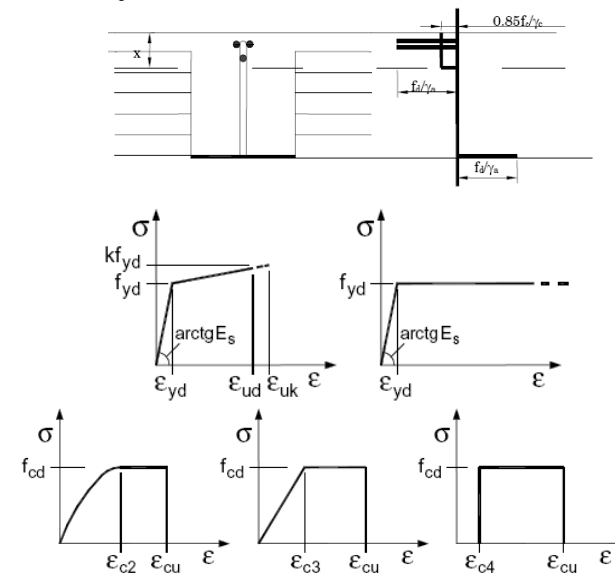


Figura 5.1 – Equilibrio delle forze interne per il calcolo del momento resistente della sezione e diagrammi tensioni-deformazione nei limiti imposti dal D.M. 14.01.2008.

Il momento resistente M_{Rd} (tenendo conto che il copriferro inferiore della trave è nullo) nel caso di momento positivo in mezzera della trave vale (fig.5.1)

$$M_{Rd} = A_{ci} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (H - x_u)$$

Essendo:

$$A_{ci} = 400 \times 5 = 2000 \text{ mm}^2 \quad \text{area del corrente inferiore}$$

$$H = 350 \text{ mm} \quad \text{altezza della sezione}$$

$f_y = 355 \text{ MPa}$ valore caratteristico per la resistenza a snervamento dell'acciaio

x_u distanza della risultante delle tensioni di compressione rispetto al bordo superiore compresso della sezione; essa si ottiene imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale nella sezione:

$$x_u = \frac{\left[0,85 \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot B \cdot \frac{(0,8 \cdot x)^2}{2} \right] + \left(A_{cs} \cdot \frac{f_y}{\gamma_s} \cdot c \right)}{\left(0,85 \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot B \cdot 0,8 \cdot x \right) + \left(A_{cs} \cdot \frac{f_y}{\gamma_s} \right)} = 27,1 \text{ mm}$$

Dove x è la distanza dell'asse neutro dal bordo superiore compresso e vale:

$$x = \frac{(A_{cs} - A_{ci}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_s}}{0,8 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot B} = 55,7 \text{ mm}$$

Essendo:

$$A_{cs} = 4 \times (\pi \times 20^2 / 4) = 1257 \text{ mm}^2 \quad \text{area del corrente superiore}$$

$$B = 400 \text{ mm} \quad \text{larghezza della sezione}$$

$$c = 30 \text{ mm} \quad \text{copriferro superiore}$$

$f_c = 0,83 \times R_{ck} = 24,9 \text{ MPa}$ valore caratt. per la resistenza cilindrica a comp. del calcestruzzo

$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,05$ coeff. di sicurezza del calcestruzzo e acciaio rispettivamente

da cui si ricava:

$$M_{Rd} = A_{ci} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (H - x_u) = 218,33 > M_{sd,mez} = 86,6 \text{ kNm} - \text{Verificato}$$

- *Momento positivo a filo appoggio*

In corrispondenza dell'appoggio la sezione reagente è costituita dal calcestruzzo e dall'armatura della connessione TRC. Analogamente a quanto fatto per il momento in campata si ottiene:

$$x = \frac{(A_{cs} - A_{ci}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_s}}{0,8 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot B} = 39,9 \text{ mm}$$

da cui si ricava:

$$M_{Rd} = A_{ci} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (H - c_{inf} - x_u) = 191,1 > M_{sd,pos} = 170,4 \text{ kNm} - \text{Verificato}$$

Essendo:

$$A_{ci} = 2 \times 30^2 = 1800 \text{ mm}^2 \quad \text{area del corrente inferiore}$$

$$H = 350 \text{ mm} \quad \text{altezza della sezione}$$

$f_y = 355 \text{ MPa}$ valore caratteristico per la resistenza a snervamento dell'acciaio

$$A_{cs} = 2 \times 35^2 = 2450 \text{ mm}^2 \quad \text{area del corrente superiore}$$

$$B = 400 \text{ mm} \quad \text{larghezza della sezione}$$

$$c = 30 \text{ mm} \quad \text{copriferro superiore}$$

$$c_{inf} = 10 \text{ mm} \quad \text{copriferro inferiore}$$

$f_c = 0,83 \times R_{ck} = 24,9 \text{ MPa}$ valore caratt. per la res. cilindrica a comp. del calcestruzzo

$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,05$ coeff. di sicurezza del calcestruzzo e acciaio rispettivamente

- *Momento negativo a filo appoggio*

Il parametro resistente M_{Rd} nel caso di momento negativo vale:

$$M_{Rd} = A_{ci} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (H - c - x_u)$$

Come nel caso della verifica condotta in precedenza, la sezione reagente è costituita dal calcestruzzo e dall'armatura della connessione TRC. In questo caso x_u individua la distanza della risultante delle tensioni di compressione rispetto al bordo inferiore compresso della sezione. Si ottiene:

$$M_{RD} = 214,40 > M_{sd,pos} = 176,6 \text{ kNm} - \text{Verificato}$$

Verifica allo stato limite ultimo – taglio

Per la verifica a taglio, si considera il contributo del solo acciaio delle anime del traliccio TRC inglobato nel calcestruzzo, in corrispondenza del nodo trave-pilastro.

Dovrà quindi essere soddisfatta la disuguaglianza:

$$N_{sd} = \frac{T_{sd}}{n \cdot \sin \alpha} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{1,05}$$

Essendo:

- N_{sd} azione di compressione di calcolo in Fase II
- T_{sd} azione di taglio di calcolo in Fase II
- n numero delle anime di cui è composta la connessione REP® TRC
- α angolo formato dall'asse dell'anima e l'asse orizzontale della connessione REP® TRC
- N_{rd} resistenza dell'asta compressa in Fase II

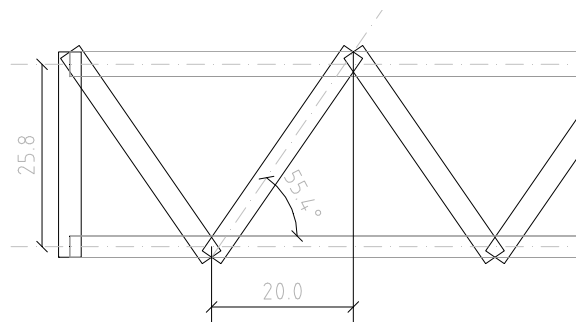


Figura 4.3 – Particolare connessione REP® TRC

$A = 804 \text{ mm}^2$ area della singola asta del corrente

$f_y = 355 \text{ MPa}$ valore caratteristico per la resistenza a snervamento dell'acciaio

Pertanto si ottiene:

$$N_{sd} = \frac{T_{sd}}{n \cdot \sin \alpha} = 266,42 \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{1,05} = 271,83 \text{ kN} - \text{Verificato}$$

Si omette la verifica della saldatura tra correnti longitudinali (barre inferiori e/o piatto e superiori) e staffe inclinate in quanto le specifiche geometriche minime previste da Manuale

di Produzione REP® assicurano la sovra resistenza delle stesse saldature rispetto agli elementi collegati.

Verifica pilastro 5

Il pilastro PTDI® è un manufatto prodotto in stabilimento secondo una precisa ripetitività tipologica. Essa è completata in opera con la posa delle armature integrative ed il getto di calcestruzzo, da parte dell'impresa appaltante.

Il calcolo è stato fatto seguendo i principi di Scienza delle Costruzioni e le normative vigenti, quali:

- Legge 05.11.1971, n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- D.M. 14.01.2008, "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare n. 617 - 02.02.2009, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
- EUROCODICE 2, "Progettazione delle strutture di calcestruzzo"
- EUROCODICE 3, "Progettazione delle strutture di acciaio"
- EUROCODICE 4, "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo"
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo, "Specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- UNI 11104 Calcestruzzo, "Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1"
- D.M. 16/02/2007, "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti e d elementi costruttivi di opere da costruzione"

Procedimento costruttivo prevede la realizzazione della parte metallica in acciaio da carpenteria con l'aggiunta di adeguata armatura interna (gabbia) in acciaio B450C. Le gabbie d'armatura, costituite dalle barre longitudinali e trasversali (staffe), vengono preventivamente assemblate e posizionate all'interno dei pilastri.

Tutte le preparazioni, gli assemblaggi, le saldature sono eseguite secondo quanto previsto e prescritto dalla normativa vigente, su cui le maestranze sono istruite e controllate. I materiali

vengono controllati statisticamente in produzione nei laboratori ufficiali e i dati sono riportati nei registri di produzione.

La camicia è costituita da profilo tubolare 400x400x12,5 mm in acciaio S355 e l'armatura interna è composta da 4Ø20 in acciaio B450C disposti sui 4 angoli.

Le verifiche vengono svolte secondo quanto prescritto dall'EC4 nel paragrafo 6.7.

Per la valutazione del coefficiente di sicurezza ("Tasso di lavoro colonna") si è distinto in sforzo normale FN e flessione FM. Non risulterebbe significativo, in una verifica allo stato limite ultimo, indicare le tensioni dei materiali in quanto essi lavorano accoppiati.

Nota: per i coefficienti di sicurezza si adotta la convenzione degli eurocodici:

se ≤ 1 → verificato
se > 1 → non verificato

Si riportano di seguito le verifiche in fase II della colonna mista acciaio-calcestruzzo soggetta alle sollecitazioni previste dall'analisi strutturale condotta.

Per la verifica del nodo trave pilastro si è considerato per semplicità il nodo del telaio in un'unica direzione.

I parametri di sollecitazione derivanti dall'involuppo nelle diverse combinazioni per la colonna in oggetto, prevedono:

- Sforzo normale massimo Ned=-1244 kN
- Momento flettente massimo Med= 300 kNm

Resistenza a compressione della sezione		EC4-56.7	
b=h	400.00 mm	NED	1.24E+03 kN
t	12.50 mm	MED	3.00E+02 kNm
bcls=hcls	375 mm		
r	37.5 mm		
L	3200 mm		
Aa	19375 mm ²	h/t	32.00
Ac	140625 mm ²	max (h/t)	42.31 verificato
armatura interna			
Ø	20		
n	4		
copr.	40 mm		
passo X	0 mm		
passo Y	0 mm		
Af	314 mm ²		
As	1257 mm ²		
materiali			
fy	355 Mpa	Rck	30 Mpa
fck	24.9 Mpa	Ecm	31447.16144 Mpa
fsk	450 Mpa	fc	32.9
γa	1.05		
γc	1.5		
γs	1.15		
		Prospecto 3.1 - EC2	
		fyd	338.1 Mpa
		fcd	16.6 Mpa
		fsd	391.3 Mpa

Dove:

- b=h= lato del tubo quadro;
- t= spessore del tubo;
- bcls=hcls= lato della sezione in calcestruzzo occlusa;
- L= lunghezza della colonna;
- Aa= area della sezione del tubo;
- Ac= area della sezione in calcestruzzo occlusa;
- Ø= diametro delle barre di armatura longitudinale interne;
- n= numero delle barre di armatura longitudinale interne;
- copr.= copri ferro delle barre di armatura interne;
- Af= area della singola barra di armatura longitudinale interna;
- As= area complessiva delle barre di armatura longitudinale interna;
- fy= tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio del tubo;
- fck= tensione caratteristica di resistenza cilindrica a comp. del calcestruzzo;
- fsk= tensione caratteristica a snervamento delle barre di acciaio interne;

- $\gamma_a, \gamma_c, \gamma_s$ = coeff. di sicurezza rispettivamente dell'acciaio del tubo, del calcestruzzo e dell'acciaio dell'armatura interna;
- R_{ck} = tensione caratteristica di resistenza cubica del calcestruzzo occluso;
- E_{cm} = modulo elastico del calcestruzzo occluso;
- f_{cm} = tensione media cilindrica a comp. del calcestruzzo;
- f_{yd}, f_{cd}, f_{sd} = tensioni di calcolo rispettivamente dell'acciaio del tubo, del calcestruzzo e dell'acciaio dell'armatura interna;

Per definire tale dominio di interazione N-M, è possibile utilizzare metodi presenti nelle normative e nella documentazione tecnica di comprovata validità oppure utilizzare apposite procedure e tecniche numeriche basate sull'integrazione dei legami costitutivi tensione-deformazione dell'acciaio e del calcestruzzo nella sezione composta.

In tale metodo si assume il modello dello stress-block per il calcestruzzo, si trascura la resistenza a trazione del conglomerato e si adotta un metodo di calcolo plastico in cui le barre d'armatura sono assunte completamente snervate, così come il profilo in acciaio. Il dominio non è rappresentato completamente, ma approssimato secondo una poligonale passante per quattro punti: A, B, C e D.

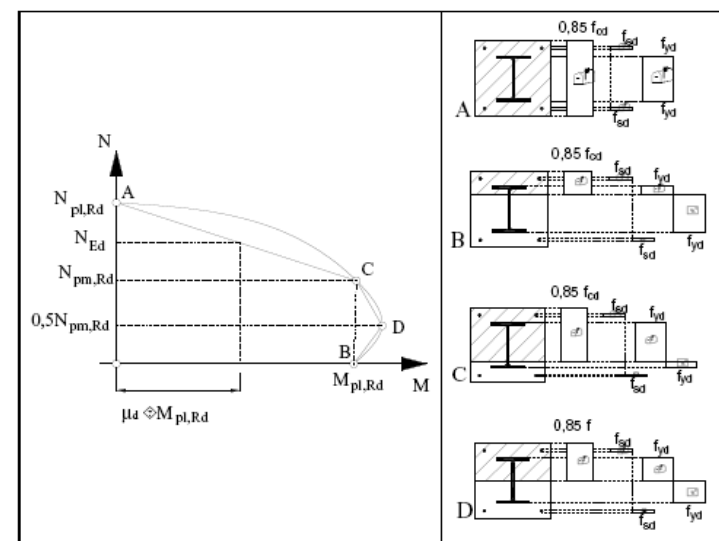


Figura 20. Metodo semplificato per la valutazione del dominio di interazione N-M per le colonne composte.

I punti A e B corrispondono, rispettivamente, alle sollecitazioni di forza normale centrata e flessione pura.

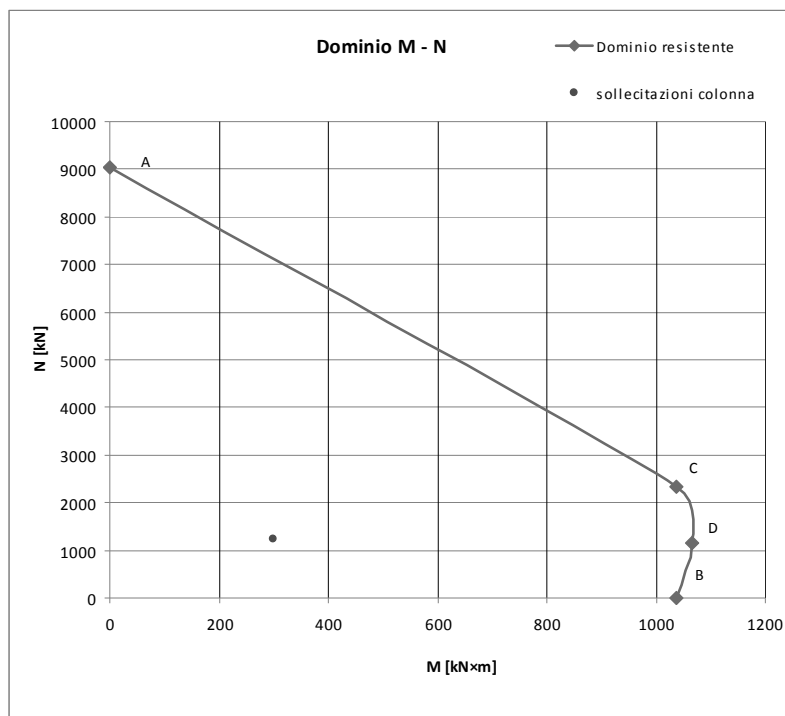
I punti C e D sono ottenuti fissando lo sforzo normale al valore $N_{pm,Rd}$ e $0,5 N_{pm,Rd}$, rispettivamente, essendo $N_{pm,Rd}$ lo sforzo normale resistente della sola porzione di calcestruzzo della sezione composta, ovvero:

$$N_{pm,Rd} = \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove A_c è l'area complessiva di calcestruzzo della sezione composta.

Dal dominio resistente si ricava il momento resistente plastico associato allo sforzo normale N_{Ed} della combinazione di calcolo come:

$$M_{pl,Rd}(N_{Ed}) = \mu_d \times M_{pl,Rd}$$



Tasso di lavoro colonna	
FN	0.14
FM	0.29

Per la verifica del nodo trave-pilastro la norma prevede che per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si debbano proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

Dove:

- $\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A",
- $M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;
- $M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave REP[®] convergente nel nodo;

Nel nostro caso sono state considerate per semplicità le sollecitazioni delle sole travi REP[®] convergenti al nodo nel piano del telaio considerato (travi 20 e 21).

In particolare:

Momenti travi insistenti nel nodo

M trave in direzione 1	214.4	KNm	Rep [®] nr. 20
M trave in direzione 2	214.4	KNm	Rep [®] nr. 21

γ_{Rd}	1.3	per CD "A"
$\sum M_{b,pl,Rd}$	428.8	KNm

$M_{C,pl,Rd}$	1067	KNm	punto "D" del dominio resistente della sezione
$\sum M_{C,pl,Rd}$	2134	KNm	
$\gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$	557	KNm	Verifica soddisfatta

Conclusioni

Le verifiche svolte nei precedenti paragrafi permettono di rispettare i livelli di sicurezza imposti dalla normativa vigente.

CERTIFICAZIONI

9

9.1. Premessa

Ogni fornitura in cantiere dei componenti strutturali del Sistema REP® è accompagnata da:

- dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal direttore tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

Qualora il direttore dei lavori lo richieda, all'attestazione di cui sopra potrà seguire copia dei certificati relativi alle prove effettuate nei giorni in cui è avvenuta la produzione degli elementi del Sistema REP® oggetto di fornitura.

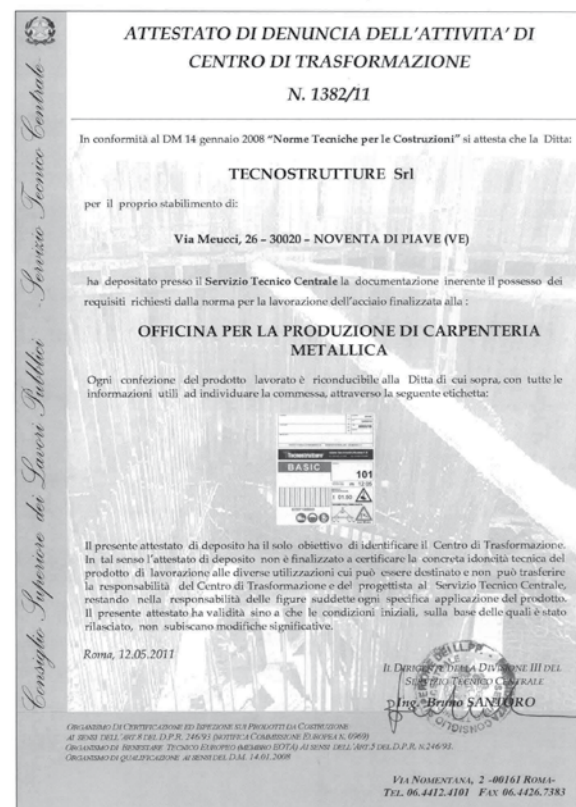


Figura 1: attestato di denuncia dell'attività di centro di trasformazione

9.2. Centro di Trasformazione

Ai sensi del DM 14.01.2008, si definisce “centro di trasformazione” un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre o rotoli, reti, lamiere o profilati, profilati cavi, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere, pronti per la messa in opera o per successive lavorazioni.

Ciascun concessionario del marchio REP® è centro di trasformazione e come tale può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla documentazione prevista al §11.3.1.5 del DM 14.01.2008. I controlli alla ricezione dei materiali sono eseguiti in conformità ad un “piano di controllo in accettazione” che prevede compiti, responsabilità, frequenze di campionamento per poter verificare che i materiali in accettazione siano conformi ai requisiti prestabiliti di progetto.

Il concessionario REP® è dotato di un sistema di controllo della lavorazione con lo scopo di assicurare che le lavorazioni effettuate nello stabilimento non comportino alterazioni tali da compromettere le caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti originari previste dalle norme vigenti. Il sistema di gestione della qualità del prodotto, che sovrintende al processo di trasformazione, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2008, è certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

Tutti i prodotti forniti in cantiere sono accompagnati da idonea documentazione, che identifica in modo inequivocabile il centro di trasformazione di provenienza.

In ogni centro di trasformazione opera un direttore tecnico secondo quanto disposto dell'art. 64, comma 3, del DPR 380/01. Il direttore tecnico del centro di trasformazione deve verificare, tramite opportune prove, che tutte le lavorazioni quali le piegature e le saldature, anche nel caso di quelle non resistenti, non alterino le caratteristiche meccaniche originarie del prodotto.

I centri di trasformazione sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, indicando l'organizzazione, i procedimenti di lavorazione, le massime dimensioni degli elementi base utilizzati, nonché fornire copia della certificazione del sistema di gestione della qualità che sovrintende al processo di trasformazione.

CERTIFICATO N. 19340/09/S
CERTIFICATE No. 19340/09/S

SI CERTIFICA CHE IL SISTEMA DI GESTIONE PER LA QUALITÀ DI
 IT IS HEREBY CERTIFIED THAT THE QUALITY MANAGEMENT SYSTEM OF

TECNOSTRUTTURE S.R.L.

VIA MEUCCI, 26 30020 NOVENTA DI PIAVE (VE) ITALIA

NELLE SEGUENTI UNITÀ OPERATIVE / IN THE FOLLOWING OPERATIONAL UNITS

VIA MEUCCI, 26 30020 NOVENTA DI PIAVE (VE) ITALIA E CANTIERI OPERATIVI

È CONFORME ALLA NORMA / IS IN COMPLIANCE WITH THE STANDARD
ISO 9001:2008

E VALUTATO SECONDO LE PRESCRIZIONI DEL REGOLAMENTO TECNICO SINCERT RT-05
 PER I SEGUENTI CAMPI DI ATTIVITÀ / FOR THE FOLLOWING FIELD(S) OF ACTIVITIES

EA:16
EA:28A

PROGETTAZIONE, PRODUZIONE ED INSTALLAZIONE DI MANUFATTI PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO, ACCIAIO E MISTI, E TRAVI METALLICHE RETICOLARI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO (SISTEMA REP).

DESIGN, PRODUCTION AND INSTALLATION OF PRECAST CONCRETE, STEEL AND HYBRID MANUFACTURED ITEMS AND STEEL-CONCRETE TRUSSED (OR RETICULAR) BEAMS

La validità del presente certificato è subordinata a sorveglianza periodica annuale / semestrale ed al riesame completo del sistema di gestione con periodicità triennale.
 The validity of this certificate is dependent on an annual / six monthly audit and on a complete review, every three years, of the management system.
 L'uso e la validità del presente certificato sono soggetti al rispetto del documento RINA, Regolamento per la Certificazione di Sistemi di Gestione per la Qualità.
 The use and validity of this certificate are subject to compliance with the RINA document: Rules for the certification of Quality Management Systems.

Prima emissione / First Issue: 11.03.2009
 Emissione corrente / Current Issue: 20.01.2010
 Data scadenza / Expiry Date: 11.03.2012

Dott. Roberto Cavanna
 (Direttore della Divisione Certificazione)

Manacchi

RINA Services S.p.A.
 Via Corsica 12 - 16128 Genova Italia

SINCERT
 ACCREDITAMENTO ITALIANO
 ISO 9001:2008 - ISO 9001:2008
 REG. N. 2008 - PRE. N. 0900
 SCR. N. 0900 - IS. N. 2010
 Membro dell'Accordo di Mutuo Riconoscimento EA e IAF
 Signatory of EA and IAF Mutual Recognition Agreements

La presente Certificazione si intende riferita agli aspetti gestionali dell'impresa nel suo complesso ed è utilizzabile ai fini della qualificazione delle imprese di costruzione ai sensi dell'articolo 9 della legge 109 del 11 febbraio 1994 e successive modificazioni e del DPR 25 gennaio 2000 N. 34

CISQ è la Federazione Italiana di Organismi di Certificazione dei sistemi di gestione aziendale
 CISQ is the Italian Federation of management system Certification Bodies

CISQ is a member of IONet
 www.ionet-certification.com

IONet, the association of the world's first class certification bodies, is the largest provider of management system Certification in the world.
 IONet is composed of more than 30 bodies and counts over 150 subsidiaries all over the globe.

Per informazioni sulla validità del certificato, visitare il sito www.rina.org
 For information concerning validity of the certificate, you can visit the site www.rina.org

Riferirsi al Manuale della Qualità per i dettagli delle esclusioni ai requisiti della norma
 Reference is to be made to the Quality Manual for details regarding the exemptions from the requirements of the standard

FEDERAZIONE CISQ
 www.cisq.it

Figura 2: certificazione ISO 9001:2008

9.3. Sistema REP® e Green Building

Il Green Building Council Italia è l'associazione che persegue la diffusione del Green Building attraverso il sistema LEED, protocollo sviluppato durante un'esperienza più che decennale da USGBC negli Stati Uniti.

Tutti i prodotti Sistema REP® - Pilastrini e Travi REP® - possono contribuire ad acquisire crediti per la certificazione LEED. Leadership in Energy and Environmental Design è una validazione di sostenibilità ambientale rilasciata dal Green Building Council Certification Institute che certifica la qualità energetico-ambientale di un edificio.

I parametri del sistema stabiliscono precisi criteri di progettazione e realizzazione di edifici salubri, energeticamente efficienti e a impatto ambientale contenuto.

Il sistema LEED si basa sull'attribuzione di crediti per ciascuno dei requisiti caratterizzanti la sostenibilità dell'edificio: sostenibilità del sito, risparmio di acqua e di energia, scelta delle materie prime e delle risorse, qualità dell'ambiente interno, innovazione nella progettazione e priorità regionali.

La somma dei crediti conseguiti determina il livello di certificazione LEED: CERTIFIED (40 - 49 punti), SILVER (50 - 59 punti), GOLD (60 - 79 punti), PLATINUM (80 o più punti).

Gli studi realizzati sugli edifici certificati LEED dimostrano che tali costruzioni hanno un costo di manutenzione minore rispetto a quelle tradizionali e sono luoghi più salubri dove vivere e lavorare.

L'acquirente di un'abitazione corredata di certificato LEED dispone di una validazione della qualità ambientale dell'edificio. Ciò contribuisce a mantenere elevato il valore di mercato dello stabile, trasformando l'acquisto in un investimento certificato nel tempo.

Da diversi anni il mondo REP® ha come priorità l'attenzione alla salubrità degli spazi abitativi, lanciando già nel 2004 ECOTRAVE®, l'unica trave sul mercato con basamento in laterizio. Lo sforzo del reparto "ricerca e sviluppo" è di mettere appunto prodotti con sezioni sempre più snelle e resistenti, con elevata durabilità e che favoriscano un miglior isolamento termico e acustico.

I prodotti REP® - ECOTRAVE®, Travi REP®, Pilastrini PDTI® e PTC® - possono contribuire all'ottenimento dei crediti LEED nelle seguenti aree:

Categoria LEED 2009: Sostenibilità del Sito (SS)

Prerequisito SS 1. Prevenzione dell'inquinamento da attività di cantiere.

Tecnostrutture, produttrice di elementi REP® si impegna a rispettare le prescrizioni imposte per controllare la produzione di polveri.

Finalità del credito: ridurre l'inquinamento generato dalle attività di costruzione.

Categoria LEED 2009: Materiali e Risorse (MR)

Credito MR 4. Contenuto di riciclato.

Il contenuto di riciclato dei prodotti REP® supera nettamente il 10% imposto dal sistema LEED. (Percentuale ricavata dalla somma del contenuto post-consumo e della metà del contenuto pre-consumo).

Finalità del credito: aumentare la domanda di prodotti da costruzione che contengano materiali a contenuto di riciclato.

Categoria LEED 2009: Materiali e Risorse (MR)

Credito MR 5. Materiali estratti, lavorati e prodotti a distanza limitata (materiali regionali).

Gli approvvigionamenti di materie prime da parte di fornitori accuratamente selezionati avvengono con tragitti brevi: l'80% delle materie prime proviene dall'Italia e la maggior parte addirittura da zone limitrofe entro regione. Oltre il 20% di materiali e prodotti sono estratti e lavorati entro un raggio di 350 km dal sito di costruzione, a fronte di una prescrizione LEED pari almeno al 10% del totale materiali dell'edificio.

Finalità del credito: sostenere l'uso di risorse locali riducendo gli impatti sull'ambiente derivanti dal trasporto.

Categoria LEED 2009: Innovazione nella progettazione (IP)

Credito IP 1. Innovazione nella progettazione.

I prodotti REP® assicurano un contenimento significativo delle sezioni con una conseguente riduzione dell'impiego di materie prime ed un maggiore isolamento termico dell'intradosso dell'impalcato. L'ottimizzazione delle prestazioni meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo si traducono in una più lunga durabilità delle strutture assicurando una riduzione delle opere di manutenzione negli anni.

Minor sfruttamento delle materie prime, significativo utilizzo di materiali riciclati, completa riciclabilità dei prodotti, prevenzione di ponti termici e maggiore durabilità determinano superiori prestazioni dell'edificio in termini di sostenibilità ambientale.

Finalità del credito: conseguire prestazioni esemplari rispetto ai requisiti previsti dal sistema LEED o prestazioni innovative negli ambiti della sostenibilità.

I prodotti REP® non generano scarti in cantiere in quanto prodotti su misura in stabilimento ottimizzando le materie prime. Travi e pilastrini arrivano in cantiere senza imballo, eliminando alla radice il problema di gestione degli involucri.

Travi e Pilastrini REP® sono privi di materiali sintetici, solventi e sostanze nocive. Non emettono sostanze dannose per la salute. Lo confermano i certificati di rinomati istituti di prova e di ricerca che attestano l'osservanza delle norme in materia di radiazioni ionizzanti (disposto dell'articolo 157 D.L. 17 marzo 1995 n°230 riguardante l'attuazione delle direttive 89/618/Euratom, 90/641/Euratom, 92/3/Euratom e 96/29/Euratom).



Figura 3: logo del Green Building Council Italia



Figura 4: render del nuovo Centro Ricerca e Innovazione di Italcementi, i.lab. Anche grazie alle potenzialità applicative delle Travi REP® nella realizzazione della complessa copertura in cemento biancoTX® Active, l'i.lab di Italcementi prosegue il proprio cammino per diventare il primo "green building" italiano certificato LEED platino



Figura 5: montaggio di Travi REP® Tr per sbalzi da 10 a 18 metri

NORME E CONTROLLI DI PRODUZIONE

10

10.1. Premessa

Le istruzioni di produzione e gli standard di qualità del Sistema REP® sono norme predisposte per il concessionario del marchio REP® al fine di garantire il medesimo standard qualitativo da parte di tutti i produttori per l'esecuzione dei componenti strutturali, nel pieno rispetto della normativa vigente in materia, regolamentate dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14.01.2008. In questo capitolo, oltre alle prescrizioni sui materiali e sui prodotti per uso strutturale, vengono introdotte anche importanti prescrizioni per il controllo e la qualità.

Istruzioni di produzione Sistema REP®

Norme di produzione
e standard di qualità

Figura 1: manuale d'istruzioni di produzione Sistema REP®

Premesso che i materiali ed i prodotti per uso strutturale devono essere:

- identificati univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- qualificati sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- accettati dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione relativamente al Sistema REP®;

assumono rilevanza i controlli sull'acciaio che la norma impone.

Le prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio prevedono tre forme di controllo obbligatorie in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione nei centri di trasformazione, da eseguirsi sulle forniture di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione.

A tale prescrizione, fa seguito un'importante definizione "quella di centro di trasformazione", poiché da essa traggono origine tutta una serie di prescrizioni, controlli, documentazioni, figure professionali coinvolte nel processo produttivo, opportunamente regolamentate da norme UNI specifiche.

Si definisce centro di trasformazione un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre o rotoli, reti, lamiere o profilati, profilati cavi, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere, pronti per la messa in opera o per successive lavorazioni.

10.2. Controlli sull'acciaio

I componenti strutturali del Sistema REP® sono prodotti in un “centro di trasformazione” con sistema di gestione della qualità che sovrintende tutto il processo produttivo in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2008 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, sotto la direzione di un tecnico a ciò abilitato che assume il ruolo di “direttore tecnico del centro di trasformazione” e che opera secondo quanto disposto dall’art. 64, comma 3, del DPR 380/01. Ciascun centro di trasformazione del Sistema REP®, riceve e lavora solo prodotti in acciaio qualificati all’origine opportunamente documentati ed esegue, come le norme di produzione interne impongono, una serie di controlli atti a garantire la permanenza delle caratteristiche, sia meccaniche che geometriche, del materiale originario, sotto la vigilanza del direttore tecnico dello stabilimento.

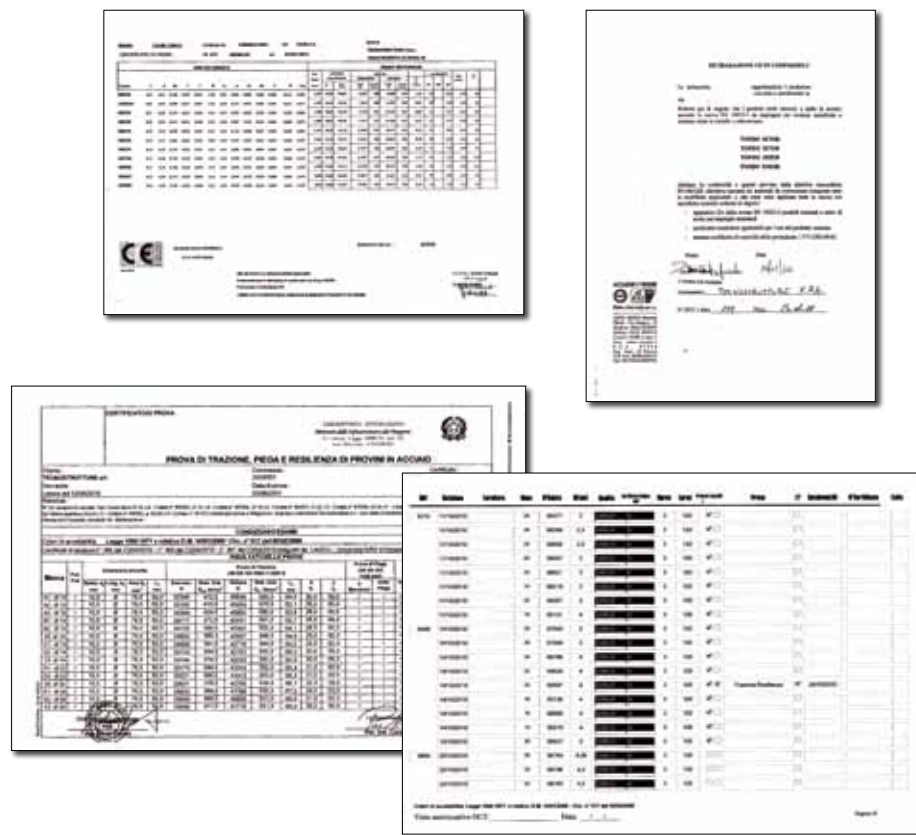


Figura 2: certificati di prove eseguite sull'acciaio

10.3. Norme e controlli di produzione

Nell’ambito del processo produttivo del Sistema REP®, particolare attenzione è posta ai processi di piegatura e saldatura. In particolare, in ciascun “centro di trasformazione” è presente almeno un tecnico abilitato denominato “coordinatore della saldatura” che opera in conformità alla norma UNI EN ISO 14731:2007 e sotto la cui vigilanza e responsabilità vengono eseguite tutte le saldature. I saldatori che effettuano le saldature sono qualificati secondo la norma UNI EN 287-1: 2007 da parte di ente terzo accreditato.

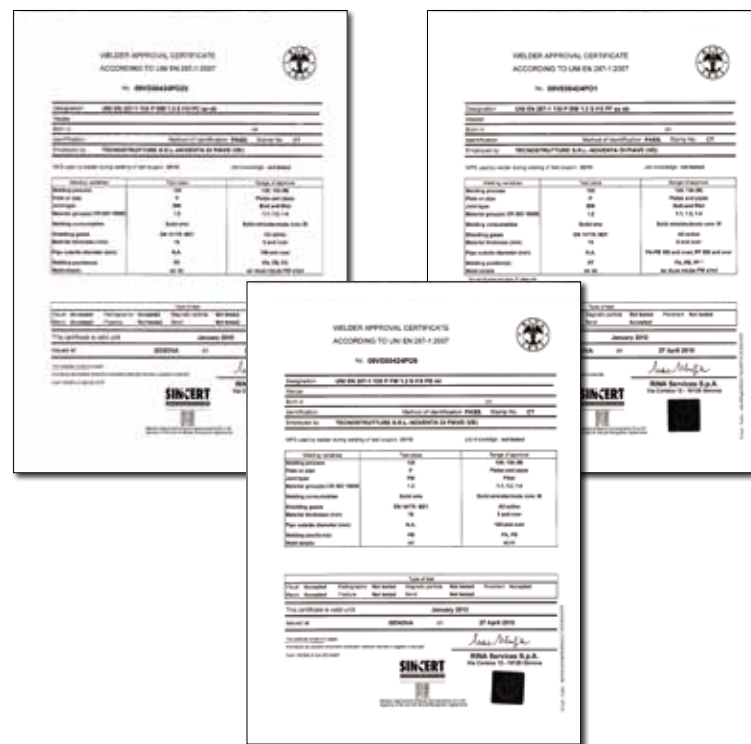


Figura 3: certificati di abilitazione alla saldatura

All’interno dei centri di trasformazione, le saldature degli acciai sono effettuate con uno dei procedimenti ad arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001, normalmente MIG (Metal-arc Inert Gas) o MAG (Metal-arc Active Gas), procedimenti comunque qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2008.

La qualifica del procedimento di saldatura adottato, prevede la stesura delle specifiche preliminari di saldatura (WPS) dove tutti i parametri di saldatura previsti per il giunto saldato di qualifica sono riportati in un documento chiamato WPS (Welding Procedure Specification) che viene emesso seguendo le prescrizioni della norma. La WPS fornisce evidenza di tutti i parametri che intervengono nel processo di saldatura e costituisce lo strumento essenziale per la registrazione dei dati usati per la qualifica di procedura e/o del saldatore.

10. Norme e controlli di produzione

Tutte le procedure di saldatura sono qualificate prima dell'effettiva produzione. Il senso pratico delle WPS è quello di ridurre al minimo le incertezze connesse ai giunti saldati: l'operatore, seguendo scrupolosamente le WPS, garantisce non solo una uniformità nell'esecuzione delle varie saldature ma anche una predefinita qualità e conformità ai campioni qualificati. La qualifica della procedura di saldatura, con riferimento ai parametri indicati nella WPS, ha ovviamente un ben definito campo di validità, individuato da alcune variabili essenziali. Queste sono:

- il tipo di procedimento di saldatura (MAG, MIG, TIG, Elettrodo rivestito, Arco sommerso, ecc.);
- il metallo base da saldare (acciaio al carbonio, acciaio inossidabile, ecc.);
- il tipo di componenti da saldare (tubi, lamiera, ecc.);
- il tipo di giunto e la sua preparazione (testa a testa, con cianfrino a V, a X, ecc.);
- la saldatura da un solo lato, con o senza sostegno, e da entrambi i lati;
- il diametro e lo spessore dei tubi e delle lamiere;
- la classificazione dei materiali d'apporto (fili pieni, animati, elettrodi rivestiti, gas di protezione, ecc.);
- i parametri elettrici, quali la velocità di saldatura, l'apporto termico, la tensione, l'intensità di corrente, ecc;
- la ripetizione dell'iter di qualificazione.

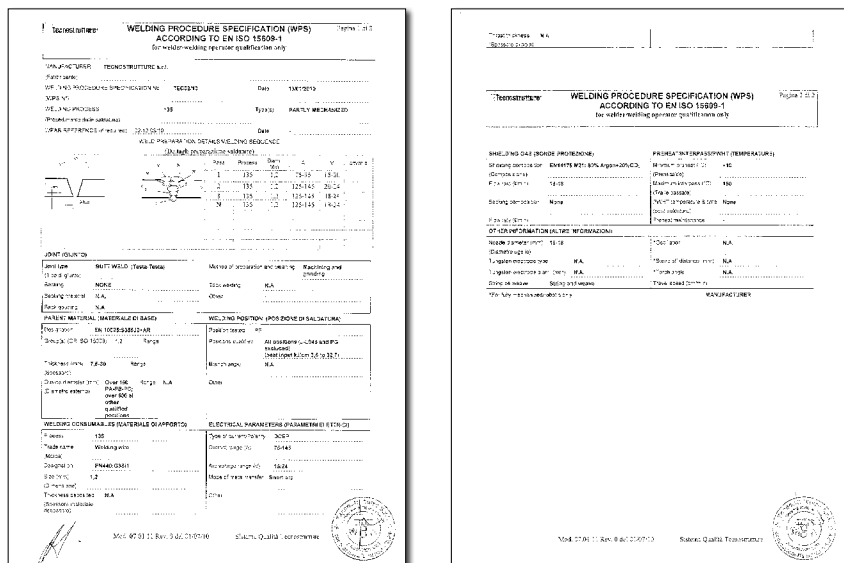


Figura 4: WPS riportate le specifiche preliminari di saldatura

Nell'esecuzione delle saldature sono rispettate le norme UNI EN 1011:2005 parti 1 e 2. Per la preparazione dei lembi si applica, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2005. Per le saldature è previsto un controllo visivo al 100% da parte degli operatori. I risultati di questi controlli vengono registrati su apposito documento, a disposizione del concessionario del marchio REP®.

N°Cat.	Classe	Carbone	Livello	Data Con. Procc.	Stato Elemento	Certificato Epu-
3403			PLASTICI FUSIONE	2000/01/01		100/10000
3404			PLASTICI FUSIONE	2000/01/01		100/10000
3405			PLASTICI FUSIONE	2000/01/01		100/10000
3406			PLASTICI FUSIONE	2000/01/01		100/10000
3407			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3408			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3409			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3410			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3411			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3412			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3413			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3414			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3415			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3416			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3417			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3418			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3419			METALURGICA	2000/01/01		100/10000
3420			METALURGICA	2000/01/01		100/10000

Figura 5: registro dei prelievi eseguiti per le prove interne

Ciascun concessionario del marchio REP® provvede anche a far eseguire ulteriori controlli non distruttivi di superficie per i cordoni d'angolo o giunti a parziale penetrazione (esami a liquidi penetranti e di tipo magnetoscopico) e controlli volumetrici (esame a ultrasuoni) per giunti a piena penetrazione da parte di organismo esterno accreditato, eseguiti a campione su tutte le commesse in corso. In accordo con la committenza, la direzione lavori e collaudatore si possono eventualmente definire nello specifico l'entità del campionamento e/o la tipologia delle prove. Questi controlli vengono registrati su apposito documento, sotto la responsabilità del direttore tecnico del centro di trasformazione, e l'ente che li ha effettuati rilascia un apposito certificato.

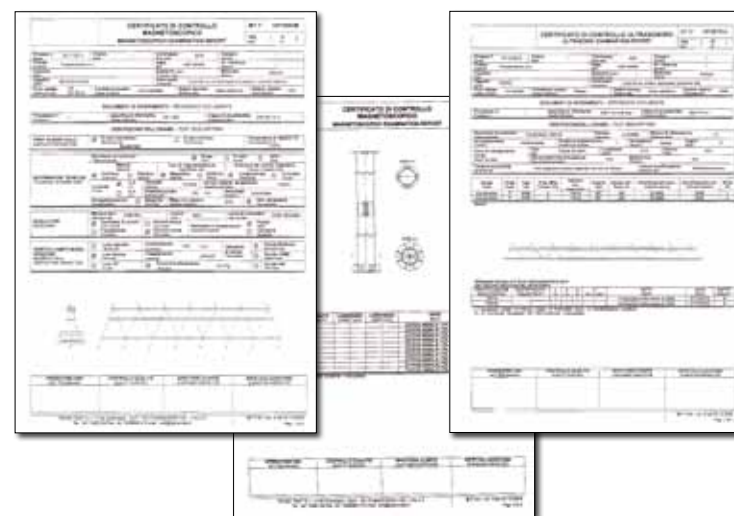


Figura 6: certificati di controlli magnetoscopici e ad ultrasuono

10. Norme e controlli di produzione

Qualora si riscontrino delle non conformità (es. problemi di ordine metallurgico, inadeguatezza al procedimento di saldatura o problemi imputabili al saldatore) le stesse causano il blocco della produzione, l'identificazione e la valutazione della non conformità fino alla sua risoluzione, sotto la responsabilità del direttore tecnico del centro di trasformazione, secondo le modalità previste dalla norma UNI 9001.

Per la riparazione di piccoli difetti superficiali non è prevista l'applicazione della suddetta procedura ma il rifacimento della saldatura, previa preparazione della zona da ripristinare secondo le modalità descritte nelle norme interne di produzione e sotto osservanza del coordinatore della saldatura. Al fine di garantire la massima efficienza e qualità, le norme interne di produzione del Sistema REP® prevedono anche controlli periodici degli impianti di saldatura annotando su una scheda denominata "piano manutenzione saldatrice" l'avvenuta verifica e/o intervento manutentivo eseguito. Le istruzioni e le norme principali seguite nella produzione dei componenti principali del Sistema REP® sono quelle relative alle strutture miste acciaio-calcestruzzo, dove particolare attenzione è posta ai processi di saldatura. Segue l'elenco delle principali norme di riferimento:

- UNI EN ISO 4063:2010: "Saldatura e tecniche affini - Nomenclatura dei processi e relativa codificazione numerica";
- UNI EN ISO 287-1:2007: "Prove di qualificazione dei saldatori - Saldatura per fusione Parte 1: Acciai";
- UNI EN ISO 15614-1:2008: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Prove di qualificazione della procedura di saldatura Parte 1: Saldatura ad arco e a gas degli acciai e saldatura ad arco del nichel e leghe di nichel";
- UNI EN ISO 17635:2010: "Controllo non distruttivo delle saldature - Regole generali per i materiali metallici";
- UNI EN ISO 473: 2008-11: "Prove non distruttive - Qualificazione e certificazione del personale addetto alle prove non distruttive - Principi generali";
- UNI EN ISO 3834-1:2006: "Requisiti di qualità per la saldatura per fusione dei materiali metallici - Parti 1: Criteri per la scelta del livello appropriato dei requisiti di qualità";
- UNI EN ISO 3834-2:2006: "Requisiti di qualità per la saldatura per fusione dei materiali metallici - Parte 2: Requisiti di qualità estesi";
- UNI EN ISO 3834-3:2006: "Requisiti di qualità per la saldatura per fusione dei materiali metallici - Parte 3: Requisiti di qualità normali";
- UNI EN ISO 3834-4:2006: "Requisiti di qualità per la saldatura per fusione dei materiali metallici" - Parte 4: Requisiti di qualità elementari";
- UNI EN ISO 3834-5:2006: "Requisiti di qualità per la saldatura per fusione dei materiali metallici - Parte 5: Documenti ai quali è necessario conformarsi per poter dichiarare la conformità ai requisiti di qualità di cui alle parti 2, 3 o 4 della ISO 3834";
- UNI EN ISO 14731:2007: "Coordinamento delle attività di saldatura - Compiti e responsabilità";
- UNI EN ISO 17662:2007: "Saldatura - Taratura, verifica e validazione delle attrezzature utilizzate per la saldatura, inclusi i procedimenti connessi";
- UNI EN ISO 15607:2005: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Regole generali";
- UNI EN ISO 15609-1:2006: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Specificazione della procedura di saldatura - Parte 1: Saldatura ad arco";
- UNI EN ISO 15609-2:2004: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Specificazione della procedura di saldatura - Saldatura a gas";
- UNI EN ISO 15610:2005: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Qualificazione sulla base di materiali d'apporto sottoposti a prove";
- UNI EN ISO 15611:2005: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Qualificazione sulla base dell'esperienza di saldatura acquisita";
- UNI EN ISO 15612:2005: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Qualificazione mediante adozione di procedure di saldatura unificate";

- UNI EN ISO 15613:2005: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Qualificazione sulla base di prove di saldatura di pre-produzione";
- UNI EN ISO 15614-1:2008: "Specificazione e qualificazione delle procedure di saldatura per materiali metallici - Prove di qualificazione della procedura di saldatura - Parte 1: Saldatura ad arco e a gas degli acciai e saldatura ad arco del nichel e leghe di nichel".

Per i componenti del Sistema REP® che nella prefabbricazione prevedono oltre all'acciaio strutturale anche l'impiego di calcestruzzo e acciaio d'armatura e/o acciaio per cemento armato precompresso [quali ad esempio Trave REP® CIs, Trave Pre REP®, Lastra REP®,...], si aggiungono alle norme sopracitate, le seguenti:

- UNI EN 10080:2005: "Acciaio d'armatura per calcestruzzo - Acciaio d'armatura saldabile - Generalità";
- UNI EN ISO 17660-1:2007: "Saldatura - Saldatura degli acciai d'armatura Parte 1: Giunti saldati destinati alla trasmissione del carico";
- UNI EN ISO 17660-2:2007: "Saldatura - Saldatura degli acciai d'armatura Parte 2: Giunti saldati non destinati alla trasmissione del carico";
- UNI 8981:1999 parte 1: "Durabilità delle opere e degli elementi prefabbricati di calcestruzzo Definizioni ed elenco delle azioni aggressive";
- UNI 8981:1999 parte 2: "Durabilità delle opere e degli elementi prefabbricati di calcestruzzo - Istruzioni per ottenere la resistenza ai solfati";
- UNI 8981:1999 parte 3: "Durabilità delle opere e degli elementi prefabbricati di calcestruzzo - Istruzioni per ottenere la resistenza alle acque dilavanti";
- UNI EN 13369:2008: "Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo";
- UNI EN 13225:2005: "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi strutturali lineari";
- UNI EN 13747:2010: "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Lastre per solai".

10.4. Documenti di accompagnamento delle forniture

Ai trasportatori e alle imprese che utilizzano il Sistema REP® vengono fornite tutte le indicazioni e le prescrizioni relative alla movimentazione e al montaggio dei vari componenti strutturali, nonché tutte quelle indicazioni ulteriori che, in relazione alla tipologia e/o ad ogni singolo manufatto, il direttore tecnico del centro di trasformazione riterrà appropriate.

All'impresa committente che utilizza il Sistema REP® vengono trasmessi la relazione di calcolo, i disegni, le caratteristiche e limiti d'impiego dei prodotti oggetto della fornitura, nonché tutte le eventuali disposizioni integrative previste dal Progettista della struttura e/o dall'ufficio tecnico del produttore in relazione all'opera a cui tali prodotti sono destinati.

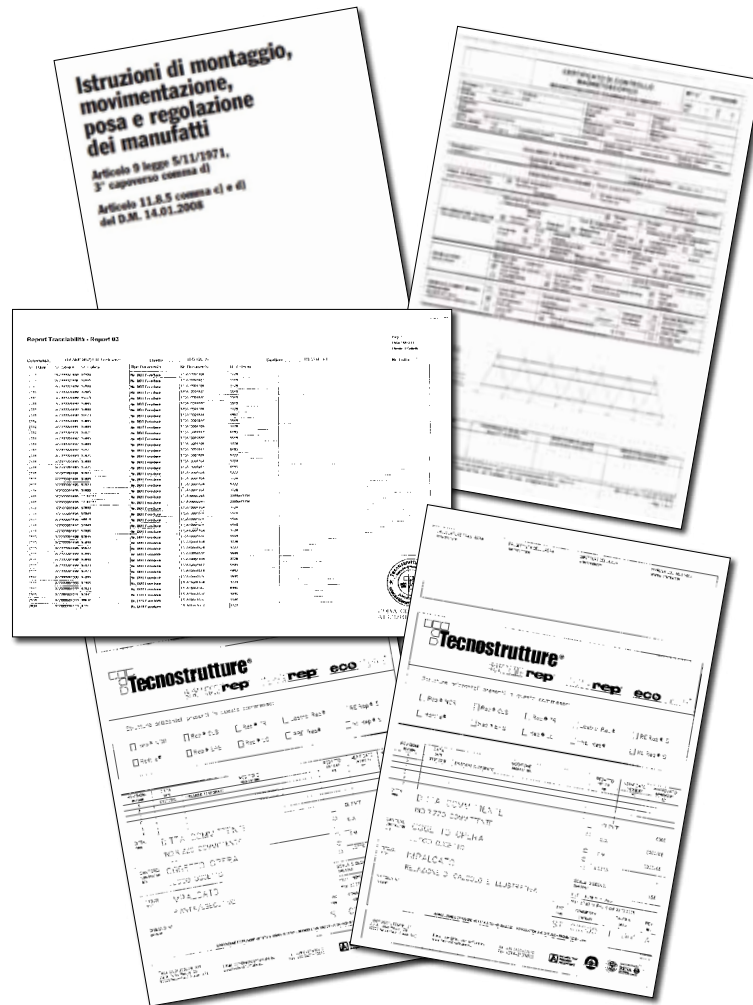



Figura 7: documenti di accompagnamento delle forniture

PARERI E NOTE MINISTERIALI

11

11.1. Pareri del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

11.1.1. Parere n° 1100 del 02.04.1969 Oggetto: legge 25.11.1962 n° 1684 - Costruzione in Sulmona - Viale Matteotti

<p>MODELLO LL. PP. 5-3</p> <p><i>Ministero dei Lavori Pubblici</i> UFFICIO DEL GENIO CIVILE</p> <p>di Aquila</p> <p><i>Sezione:</i> <u>LL. PP.</u> <i>Prot. N.°</i> <u>1100/4/69</u></p>		<p>- 2. APR. 1969 - 196</p> <p><i>M. LA DITTA LAZZARI LUIGI</i> Viale Matteotti, 24 SULMONA</p> <p><i>Proposta al Titolo N.°</i> <u>del</u></p>
<p>OGGETTO <u>Legge 25.II.1962 N°1684 - Costruzione in Sulmona - Viale Matteotti -</u></p>		
<p>Con riferimento ai calcoli e disegni strutturali del fabbricato in oggetto, presentati a quest'Ufficio in data 1.2.1969, il Ministero dei LL. PP., al quale era stato rivolto specifico quesito, si è pronunciato con nota 24.3.1969 N°359 ritenendo: "che nulla si ha da osservare in linea generale circa l'uso delle travi, denominate SEP, in zone sismiche.</p> <p>Tuttavia l'impiego in zone sismiche di detto tipo di struttura deve essere subordinato alla adozione di una opportuna armatura al lembo superiore della trave in corrispondenza degli incastri, nonché alla realizzazione di un efficace collegamento tra elementi verticali e orizzontali, tale da assicurare la continuità tra dette strutture "</p> <p>In relazione a quanto sopra codesta ditta dovrà integrare gli elaborati di progetto presentati, con dettagliati particolari riguardanti la continuità delle strutture in corrispondenza di ogni nodo.</p>		
<p>L'INGEGNERE CAPO (F. Seri)</p>		

11.1.2. Parere n° 603 del 15.04.1986
 Oggetto: impiego Travi REP®

MINISTERO
L. N. 230

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
SERVIZIO SISMICO

Prot. 25 APR 1986 - 19

N.° 603

Al l'Ing. Salvatore Leone
Via CREMONA, 7
24020 SELVINO

Rif. nota del 15.4.86

OGGETTO: Impiego travi REP.

In esito alla surriferita si comunica che, con voto n.318 del 24.6.82, la Prima Sezione del Consiglio Superiore ha espresso, circa la possibilità di impiego nelle zone classificate sismiche delle travi REP della Società Industria Laterizi Taccioni S.r.l., il seguente parere: "Il disposto degli artt.1 e 7 della legge 2.2.74 n.64 è chiaramente riferito a quei tipi strutturali che, diversamente da quelli usuali quali le strutture intelaiate, non essendo suffragati da consolidata esperienza costruttiva e da normativa ad hoc, necessitano, ai fini della pubblica utilità, di un controllo preventivo.

Tale non sembra la struttura in esame che senza dubbio è classificabile quale trave a struttura mista acciaio-calcestruzzo e per tale dovrà essere verificata.

Pertanto non sembra potersi rilasciare per la struttura in esame il certificato di idoneità previsto dalla vigente normativa trattandosi di elemento strutturale ammesso dalla legge".

IL DIRETTORE DEL SERVIZIO
(Dott. Ing. Attilio Cipollini)

SELVINO

11.1.3. Parere n° 297 del 30.07.1997
 Oggetto: Legge 1080/71 DM 09.01.1986
 Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche

PARERI E NOTE MINISTERIALI

MINISTERO
L. N. - 1/1945

Consiglio Superiore
DEI
LAVORI PUBBLICI
Prima Sezione

Adunanza del 30.07.97 97

N.° del Protocollo 297

OGGETTO

Legge 1080/71 D.M. 9.1.96. Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche.
 QUESITO.

LA SEZIONE

VISTA la nota n. 42482/bis del 17.6.97 con la quale il STC ha chiesto il parere di questo Consesso sui quesiti relativi all'oggetto;

ESAMINATI gli atti; amh

PARERI E NOTE MINISTERIALI

PREMESSO

Con nota n. 42482/bis del 17.6.97 il STC ha trasmesso due quesiti, avanzati dall'Ing. Egidio Iacovino e dalla EDIS s.r.l. (azienda produttrice di travi metalliche composte denominate "REP"), relativi alla possibilità di utilizzare tipi di acciai diversi (saldabili ma di caratteristiche chimiche diverse) nella realizzazione di strutture saldate, in particolare travi reticolari autoportanti costituite da piatti in Fe510C e tondi in FeB44K, saldati con il metodo MAG.

Di seguito si riporta uno stralcio dei quesiti in oggetto.

1.) Quesito EDIS s.r.l. (omissis).

" Quanto sopra premesso, il sottoscritto desidera sapere se le risposte relative ai quesiti ed alle richieste di idoneità tecnica da Lui presentate per l'impiego delle travi "REP2 possono essere considerate vevolevoli anche per travi reticolari similari, che oltre a differire tipologicamente dalle travi "REP" non rispettano le preserzioni pervenute al sottoscritto in ordine alle norme per le strutture in ferro, alla metodologia di realizzazione dei nodi ed alle verifiche relative alle strutture miste.

Infatti le altre travi reticolari, che arbitrariamente si avvalgono delle risposte e del certificato d'idoneità tecnica rilasciato per le travi "REP" e citato nel "Prontuario REP", non rispettano la normativa tecnica vigente per le strutture saldate, essendo costruite con il piatto in Fe510C e con i tondi in FeB44k.

In conseguenza di questo, sull'onda della produzione di tali travi, ai Produttori di travi "REP" pervengono ormai quotidianamente, da parte di Professionisti e di imprese abituate ad acquistare travi similari alle travi REP che ovviamente presentano un costo minore dovuto al materiale impiegato ed alla tipologia delle travi, delle richieste di preventivi di travi reticolari autoportanti calcolate come travi in c.a. (di cui sono state omesse le verifiche al carico di

PARERI E NOTE MINISTERIALI

punta in 1° fase, per cui non è stato verificato il flambage del corrente superiore e lo svergolamento delle aste di parete) e costruite con FeB44K.

Ovviamente in questi casi i Produttori di travi REP rifiutano di eseguire le commesse e fanno presente ai Professionisti che l'FeB44K dichiarato saldabile dal Produttore non è utilizzabile nella realizzazione di strutture in acciaio saldate "per la differente composizione chimica, perchè nell'acciaio FeB44K l'innalzamento del carico di snervamento (44 su 48 contro 36 su 52) è ottenuto mediante fenomeni di incrudimento che svaniscono per effetto del riscaldamento al momento della saldatura, e per il fatto che i fili o flussi per le saldature, che devono essere adatti al materiale base, presuppongono un unico materiale base".

Tuttavia i Professionisti, equivocando sul termine "acciaio saldabile", in qualità di principali responsabili del progetto strutturale mettono in difficoltà i Produttori di travi "REP" insistendo nelle loro richieste ed asserendo la legittimità delle travi reticolari autoportanti costruite con lamiera in Fe510C e con tondi FeB44K.

Pertanto il sottoscritto chiede a codesto spettabile Ministero di voler ufficialmente chiarire, rispondendo ai seguenti quesiti che Vi vengono posti dalla S.r.l. EDIS, incaricata della assistenza tecnica ai Produttori di travi "REP":

- A.1 se è utilizzabile l'acciaio FeB44K nella realizzazione di "strutture saldate" ed in particolare nella realizzazione di travi reticolari autoportanti saldate con metodo MAG e se possono essere utilizzati due diversi tipi di acciaio con caratteristiche chimiche diverse.
- A.2 se sono applicabili anche a strutture similari alle travi REP, non sottoposte all'esame di codesto spettabile Ministero, le risposte ed il certificato di idoneità tecnica rilasciato per le travi "REP" .

2.) Quesito Ing. Iacovino:

"Il sottoscritto Ing. IACOVINO Egidio, in qualità di libero professionista, desidera conoscere se la trave composta, identificata "Trave mista di qualità" nella relazione descrittiva allegata e fornita dalla Ditta produttrice "CSP

PARERI E NOTE MINISTERIALI

Prefabbricati S.p.A.", può essere usata e quali sono gli accorgimenti eventuali da osservare.

A tal proposito, chiede a Codesto Spett.le Ministero di voler chiarire:

- B.1 se è lecito considerare detta trave mista "un manufatto prodotto in serie" (pag. 1,5 capoverso) e, quindi, usufruire delle "procedure semplificate" presentando, ai sensi dell'art.9 della Legge 1086/71, la denuncia al Genio Civile competente "con la dichiarazione del numero di protocollo della Comunicazione al Ministero dei LL.PP." (pag.1, ultimo capoverso). Tale manufatto non presenta, così come recita la sopramenzionata relazione, "nessuna ripetitività individuale del singolo manufatto" perchè "ogni manufatto ha il suo calcolo, il suo disegno, il suo esecutivo d'officina" (pag.1, cap.2 e 3) e quindi, prima della sua esecuzione, viene dimensionato sulla base dei calcoli, con:
- un "corrente inferiore" composto da una possibile combinazione di 14 tipi di piatto;
 - una "anima", semplice o multipla (fino a 11) di ferri tondi di qualsiasi diametro, con passo da determinare;
 - un "corrente superiore" composto da un numero variabile (da 2 a 20) di ferri tondi di qualsiasi diametro (pag.2);
- B.2 se è corretto applicare a tale manufatto, oltre alle norme per le strutture in acciaio "le norme di calcolo per strutture in cemento armato" (pag. 4 "Calcolo), ovvero se trattasi di trave mista e come tale essere verificata (come indicato per le travi miste "REP" dalla Prima sezione del Consiglio Superiore LL.PP. con voto n.318 del 24/06/1982);
- B.3 se è utilizzabile, nella esecuzione dei correnti superiori di tale manufatto, acciaio FeB 44K dichiarato saldabile per le giunzioni delle gabbie in c.a. e, in tal caso, quale dovrebbe essere considerato "il materiale base" che determina la scelta del materiale di apporto da usarsi nei vari metodi di saldatura, considerato che, anche nell'impiego degli "acciai per strutture

PARERI E NOTE MINISTERIALI

saldate", il materiale di apporto deve essere scelto sulla base del tipo di acciaio da saldare;

- B.4 se per detta trave mista, che non rientra nella tipologia delle travi composte acciaio-calcestruzzo costituite da travi in acciaio a parete piena e da una soletta di estradosso di calcestruzzo, è stato rilasciato un apposito certificato di idoneità tecnica."

CONSIDERATO

Di seguito si riportano le risposte ai sei quesiti descritti nelle premesse, individuati dalle lettere A1-2 e B1-4.

QUESITI A 1 e B 3:

Ai fini della realizzazione di manufatti saldati, in linea di principio possono essere anche utilizzati due tipi di acciaio al carbonio differenti per composizione chimica, purché dichiarati saldabili e tra loro compatibili.

Il materiale che determina la scelta del materiale d'apporto in fase di saldatura è quello di classe superiore e quindi nel presente caso è l'acciaio Fe 510 C.

Per altro va rilevato che se uno o entrambi gli elementi che debbono essere saldati sono stati sottoposti a operazioni di incrudimento per deformazione plastica a freddo (ad esempio trafilatura o laminazione) per innalzare le loro caratteristiche meccaniche, tale innalzamento viene annullato nella zona saldata e in quelle termicamente alterate adiacenti in conseguenza del riscaldamento dei materiali in fase di saldatura.

I materiali dei giunti nella zona della saldatura vengono infatti portati a fusione con il conseguente annullamento delle caratteristiche dovute all'incrudimento.

Anche nelle zone termicamente alterate si verifica analogo fenomeno. Conseguentemente la tipologia del giunto saldato deve tenere conto di quanto sopra evidenziato rispettando la normativa relativa alle strutture saldate.

PARERI E NOTE MINISTERIALI

QUESITO A 2

I depositi ed i certificati di idoneità tecnica previsti dalla L.1086/71 dalla Legge 64/74 e dal D.M. 3.12.87 sono relativi ad un elemento prefabbricato o ad un sistema costruttivo prodotto dalla singola Ditta che fa la richiesta di deposito o di certificato di idoneità tecnica, secondo i casi.

Non è pertanto lecito per una Ditta produttrice avvalersi, direttamente o indirettamente, di un certificato di deposito o di idoneità relativo ad altra Ditta, ancorchè gli elementi prodotti siano del tutto simili.

Ciò in quanto il certificato di deposito o di idoneità è rilasciato anche sulla base della documentazione fornita dalla Ditta richiedente in merito allo specifico controllo di produzione in fabbrica ed alle risultanze delle prove previste dalla normativa ed agli eventuali collaudi effettuati sui materiali e sugli elementi prodotti.

QUESITO B 1

Un elemento prefabbricato è considerato come prodotto in serie quando vi è una ripetitività produttiva del singolo manufatto, ancorchè vi possono essere alcune variazioni produttive, comprese comunque in una produzione "tipologica". E' il caso, ad esempio, di una trave prefabbricata, prodotta per diverse lunghezze, ciascuna delle quali caratterizzata da una diversa tipologia di armatura.

In questo caso il produttore può effettuare un deposito "tipologico", allegando i calcoli con le luci più significative. Nel caso in questione, ove la trave mista è assemblata in fabbrica in funzione delle diverse esigenze strutturali, si configura una produzione "occasionale" e non di serie regolata dalla vigente normativa (deposito del progetto al Genio Civile competente per territorio ai sensi del comma 3 art.4 della legge 1086/71).

QUESITO B 2

Nello specifico caso, essendo l'elemento classificabile come trave mista acciaio-calcestruzzo, ad esse vanno applicate, per ciascun campo di applicazione, le norme corrispondenti.

PARERI E NOTE MINISTERIALI

QUESITO B 4

Per quanto riguarda la richiesta di informazioni circa il rilascio di un certificato di idoneità tecnica, la Sezione ritiene che tali informazioni debbano essere richieste direttamente all'ufficio competente.

Tutto ciò premesso e considerato, la Sezione, all'unanimità

E' DEL PARERE


che la risposta ai quesiti della Ditta EDIS s.r.l. e dell'Ing. Iacovino siano contenuti nella considerazioni precedenti.

11.1.4. Parere n° 90 del 31.03.1998

Oggetto: Servizio Tecnico Centrale – Legge n. 1086/71 – DM 03.12.1987
Produzione in serie dichiarata di manufatti prefabbricati: trave reticolare metallica

PARERI E NOTE MINISTERIALI

MODULINO
L. R. - 1/1445



Consiglio Superiore
DEI
LAVORI PUBBLICI

I Sezione

Adunanza del 31.03. 19 98
N.° del Protocollo 90

OGGETTO

Servizio Tecnico Centrale – Legge n. 1086/71 – D.M. 3.12.87 produzione in serie dichiarata di manufatti prefabbricati: trave reticolare metallica

(omissis)

LA SEZIONE

VISTA la nota n. 43000 in data 13.2.1998 con la quale il Servizio Tecnico Centrale ha trasmesso, per esame e parere, gli atti di cui all'oggetto;

ESAMINATI gli atti;

(omissis)

PARERI E NOTE MINISTERIALI

j) ricerche e studi sulle travi REP.

Con nota n. 43000 del 18.2.1998, il Servizio Tecnico Centrale ha trasmesso, per esame e parere, la documentazione ricevuta al Consiglio Superiore.

CONSIDERATO


(omissis)

I manufatti in questione sono stati oggetto di deposito per produzione in serie dichiarata a partire dal 1972 con la denominazione di TRAVI REP.

Fin dall'inizio della loro produzione si pose il problema del giusto inquadramento nell'ambito normativo, trattandosi di strutture in cemento armato non usuali e non normalizzate, per la presenza combinata di cemento armato e struttura metallica autoportante e sull'argomento si è più volte espresso il Consiglio Superiore dei LL.PP.

In particolare si evidenzia che il Servizio Tecnico Centrale, con nota n.8249 del 12.7.1971, precisava che "la realizzazione delle travi in oggetto - essendo costituite da una struttura in ferro autoportante successivamente immersa in un getto di calcestruzzo - deve rispettare le norme per le strutture in ferro e, ove applicabili, quelle sulle opere in cemento armato di cui al R.D. n.2229 del 16.11.1939".

- 3 -



PARERI E NOTE MINISTERIALI

Successivamente, ad una richiesta della ditta produttrice, relativa alla possibilità di impiego delle travi REP nelle zone classificate sismiche, questa Sezione, con voto n. 318 del 24.6.1986, ha espresso il seguente parere:

"Il disposto degli artt. 1 e 7 della legge 2.2.1974 n.64 è chiaramente riferito a quei tipi strutturali che, diversamente da quelli usuali quali le strutture intelaiate, non essendo suffragati da consolidata esperienza costruttiva e da normativa ad hoc, necessitano, ai fini della pubblica utilità, di un controllo preventivo.

Tale non sembra la struttura in esame che senza dubbio è classificabile quale trave a struttura mista acciaio-calcestruzzo e per tale dovrà essere verificata.

Pertanto non sembra potersi rilasciare per la struttura in esame il certificato di idoneità previsto dalla vigente normativa trattandosi di elemento strutturale ammesso dalla legge."

Con riferimento alla situazione attuale, esaminata la documentazione integrativa richiesta, questa Sezione esprime, preliminarmente, una positiva valutazione sulle sperimentazioni eseguite sul manufatto.

Si rileva, peraltro, che la trave in questione, come del resto indicato anche nelle relazioni tecniche prodotte, *"è un manufatto metallico prodotto non in serie in stabilimento e completato in opera, con la posa dei monconi ed il getto integrativo di calcestruzzo da parte dell'impresa appaltante. Ogni manufatto ha, quindi, il suo calcolo, il suo disegno, il suo esecutivo di officina e la sua impresa per la posa ed il getto di completamento"* (Relazione di calcolo, par. 1.6); inoltre, *"Essendo realizzato in tutti i casi su progetto specifico può adattarsi a qualunque esigenza"* (Relazione di calcolo, par. 1.3).

Tale valutazione è confermata anche dai disegni allegati ai vari documenti tecnici prodotti (elaborati grafici, prove di carico, relazioni descrittive, ecc.) che rappresentano una moltitudine di manufatti differenti per tipologia, dimensioni e forma delle armature.

La relazione di calcolo, inoltre, anziché riportare le verifiche di dettaglio delle diverse tipologie di travi, indica unicamente la metodologia di calcolo da adottare e le verifiche da effettuare caso per caso.

- 4 -

PARERI E NOTE MINISTERIALI

In definitiva la Sezione ritiene che la produzione dei manufatti in questione sia classificabile come produzione occasionale in stabilimento e non come produzione "a catalogo".

(omissis)

Tutto ciò premesso e considerato, la Sezione, all'unanimità:

E' D E L P A R E R E

(omissis)

tutte le tipologie di travi similari derivanti dalla vecchia denominazione di trave REP, essendo realizzate non in serie, ma progettate ed eseguite di volta in volta, in funzione dello specifico impiego previsto, non necessitano di deposito per produzione in serie dichiarata, ai sensi della legge 1086/71 e del D.M.3.12.1987..

Le stesse devono, quindi, essere sottoposte a tutti gli adempimenti derivanti dalle disposizioni tecniche vigenti in materia.

11.1.5. Parere n° 288/AA. GG. del 25.10.2004
 Oggetto: quesito inerente travi metalliche tralicciate REP®



*Presidenza del Consiglio Superiore
dei Lavori Pubblici*

Servizio Tecnico Centrale

Via Nazionale, 2 - 00187 ROMA
Tel. 06 4472.6101, Fax 06 4472.7183
e-mail: stc@stc.lavoripubblici.it

Roma, il 5 OTT. 2004

N° 288/AA.GG.

A Ing. Francesco Rosario Telesca
Via Mazzini, 85
85100 Potenza

Oggetto: Quesito inerente travi metalliche tralicciate REP

In relazione al quesito posto con la vostra nota pervenuta a questo Servizio il 14.06.2004, si evidenzia, preliminarmente, che il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in quanto massimo organo tecnico consultivo dello Stato, esamina, in genere, quesiti posti da organi della Pubblica Amministrazione o da Enti Pubblici, su argomenti che rivestono carattere generale di interpretazione delle norme. Il controllo della corretta applicazione delle norme e la relativa valutazione dei singoli casi concreti ricadono, invece, nell'ambito di competenza degli uffici territorialmente preposti. Ciò premesso, si fa comunicare presente quanto segue.

La richiesta di parere riguarda il ripristino della continuità ai nodi di travi composte da elementi tralicciati metallici inglobati nel calcestruzzo (travi "REP").

La Prima Sezione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con voto n.318 del 24.06.1996 a tale riguardo ha affermato per strutture analoghe che "... è classificabile quale trave a struttura mista acciaio-calcestruzzo e per tale dovrà essere verificata"; tale voto è stato poi più volte ribadito, ad esempio col voto n.297 del 30.07.1997 che, sempre per strutture analoghe, afferma "... essendo l'elemento classificabile come trave mista acciaio-calcestruzzo, ad esso vanno applicate, per ciascun campo di applicazione, le norme corrispondenti".

Sotto tale profilo, si ritiene che per queste tipologie strutturali debbono essere applicate le vigenti normative tecniche riguardanti le strutture miste acciaio-calcestruzzo, in particolare facendo riferimento al vigente D.M. LL.PP. 09.01.1996 ed alle istruzioni CNR 10015-98, *Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni* (Bollettino Ufficiale CNR - n. 144 - 2000).


 IL SEGRETARIO GENERALE
Dot. Ing. Alberto Braschi

Risposta, n° REP_288/AA
E.A.

Ae

11.2. Note del Consiglio Superiore LLPP

11.2.1. Nota n° 45741 del 09.02.2000
 Oggetto: trasmissione Pareri di Sezione



*Presidenza del Consiglio Superiore
dei Lavori Pubblici*

Servizio Tecnico Centrale

Roma, il 9 FEB 2000
Alla Tecnostrutture Sr
Via Meucci 26
30020 NOVENTA DI PIAVE (VE)


N° 45741

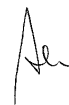
Risposta a nota 13.12.1999

OGGETTO: Trasmissione Pareri di Sezione.

In risposta alla richiesta formulata da codesta Società con la nota sopra evidenziata, si trasmettono i seguenti pareri, espressi dalla competente Sezione di questo Consiglio Superiore:


- Parere n.297 del 30.7.1997;
- Parere n.90 del 31.3.1990.

 IL SEGRETARIO GENERALE
Ing. Germano DI BALCA



11.2.2. Nota n° 46261 del 31.10.2000

Oggetto: normativa di riferimento per travi metalliche tralicciate (REP® e simili)



Roma 31 OTT. 2000

*Presidenza del Consiglio Superiore
dei Lavori Pubblici
Servizio Tecnico Centrale*


N. 46261



Alla Tecnostrutture Srl
Via Meucci 26
30020 NOVENTA DI PIAVE (VE)

OGGETTO: Normativa di riferimento per travi metalliche tralicciate (REP e simili).

In risposta alla nota sopra evidenziata, con la quale si chiede di conoscere quale norma applicare per la progettazione delle travi di cui in oggetto, si precisa che rientra nella esclusiva competenza del Progettista strutturale, Professionista abilitato che assume le responsabilità previste dalla vigente legislazione, calcolare le strutture o le membrature di propria concezione, adottando i criteri di calcolo e i metodi di verifica da egli ritenuti più idonei, nel rispetto dei principi della Scienza e della Tecnica delle costruzioni e tenendo conto, per quanto applicabili, delle indicazioni tecniche fornite dalla normativa vigente nel settore delle costruzioni.

Si precisa inoltre che è facoltà dello stesso Progettista, ad esempio nei casi particolari indicati dal punto 4.4 del D.M. 9.1.1996 (norme tecniche per le strutture in c.a. e in acciaio), fare riferimento a dati desunti da esperienze su modelli, purché debitamente approfonditi e valutati.

IL SEGRETARIO GENERALE


11.3. Pareri tecnico-scientifici

11.3.1. Parere n°12855 del 19.10.2010 rilasciato da Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia-Romagna

Oggetto: parere in merito al §4.6 “Costruzioni di altri materiali” delle norme tecniche delle costruzioni approvate con DM 14.01.2008

Regione Emilia-Romagna
COMITATO TECNICO SCIENTIFICO
(art. 4, L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009)

NP/2010/12855
19 OTT 2010

Al Responsabile del Servizio Tecnico di
Bacino Romagna
via Rosaspina, 7
47923 Rimini

Oggetto: Parere in merito al § 4.6 “Costruzioni di altri materiali” delle norme tecniche per le costruzioni approvate con Decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (Rif. prest. int. n. 9).

Con la nota prot. n. NP.2010.0011583 del 20 settembre 2010, codesto Servizio regionale ha chiesto di potersi avvalere delle competenze specialistiche presenti nel Comitato Tecnico Scientifico (CTS), al fine di chiarire dubbi interpretativi sull'applicazione della norma in oggetto, circa la necessità di autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale, su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per l'utilizzo di travi tralicciate conglobate nel getto di cui collaborante. In merito il CTS si è espresso nel merito con parere n. 9 del 27 settembre 2010.

Si allega, pertanto, copia del suddetto parere, che si ritiene fornisca esauriente risposta al quesito posto.

Il coordinatore organizzativo del CTS
(Ing. Giovanni Marini)




Allegati


MBS 2010 F

Via della Fiera, 8
40127 Bologna
tel. 051 527 4409
fax 051 527 4208
Email: gmarini@regione.emilia-romagna.it
www.regione.emilia-romagna.it/contingegnerianalisi/cts.htm

Regione Emilia-Romagna
COMITATO TECNICO SCIENTIFICO
(art. 4, L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009)

Riunione del 27 settembre 2010	Seduta n. 5
--------------------------------	-------------

Oggetto: Parere in merito al § 4.6 "Costruzioni di altri materiali" delle norme tecniche per le costruzioni approvate con Decreto ministeriale 14 gennaio 2008.(Rif. prot. int. n. 9)

Il Comitato Tecnico Scientifico

Vista la nota prot. n. NP .2010.0011583 del 20 settembre 2010, con la quale il Servizio Tecnico di Bacino Romagna, ha chiesto di potersi avvalere delle competenze specialistiche presenti nel Comitato Tecnico Scientifico (CTS), al fine di chiarire dubbi interpretativi sull'applicazione della norma in oggetto, con riferimento alla necessità di autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per l'utilizzo di travi tralicciate conglobate nel getto di cls collaborante;

Esaminato il testo della nota;

Visti gli esiti istruttori del Prof. Angelo Marcello Tarantino, componente del Comitato Tecnico Scientifico;

Premesso

Con la nota sopra citata è pervenuto al CTS un quesito inerente l'applicazione del § 4.6 delle Norme tecniche per le costruzioni approvate con il D.M. 14 gennaio 2008.

Con tale quesito si chiede se per le travi tipo REP sia necessaria l'autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, trattandosi di travi tralicciate conglobate nel getto di cls collaborante, ovvero se l'utilizzo delle stesse possa avvenire in assenza dell'autorizzazione sismica in quanto da considerare travi miste acciaio - calcestruzzo.

Considerato

La nota n. 603 del 15 aprile 1986 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con la quale le travi REP sono state identificate come travi a struttura mista acciaio-calcestruzzo e dichiarate idonee per l'impiego nelle zone classificate sismiche;

la nota n. 42482 del 17 giugno 1997 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici relativa alla possibilità di utilizzare diversi tipi di acciai nella realizzazione delle travi miste REP;

che nella riunione del 27 marzo 2009, la Commissione Ministeriale, deputata alla redazione delle Linee Guida, ha espressamente catalogato la moltitudine delle travi reticolari miste in tre categorie:

- a) strutture composte acciaio-calcestruzzo,
- b) strutture in calcestruzzo amato e/o precompresso,

c) strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle due tipologie sopra elencate.

Delle tre categorie sopra indicate, le prime due non ricadono nell'ambito di applicazione del citato § 4.6 delle NTC 2008, in quanto espressamente disciplinate, rispettivamente, dai § 4.3 e 4.1 delle Norme stesse, mentre, per la terza categoria, occorre necessariamente attendere la pubblicazione delle Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Le travi di categoria a) seguono le regole delle strutture composte in acciaio-calcestruzzo, pertanto anche il traliccio metallico sarà realizzato con acciaio per carpenteria metallica (acciaio del tipo S235 - S460 con caratteristiche conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4).

Le travi di categoria b) seguono le regole delle strutture in calcestruzzo armato, per cui tutti gli elementi del traliccio metallico saranno realizzati esclusivamente da barre in acciaio da c.a. (acciaio del tipo B450C con caratteristiche conformi ai requisiti di cui al § 11.3.2).

Tutto ciò premesso e considerato, il Comitato Tecnico Scientifico, all'unanimità

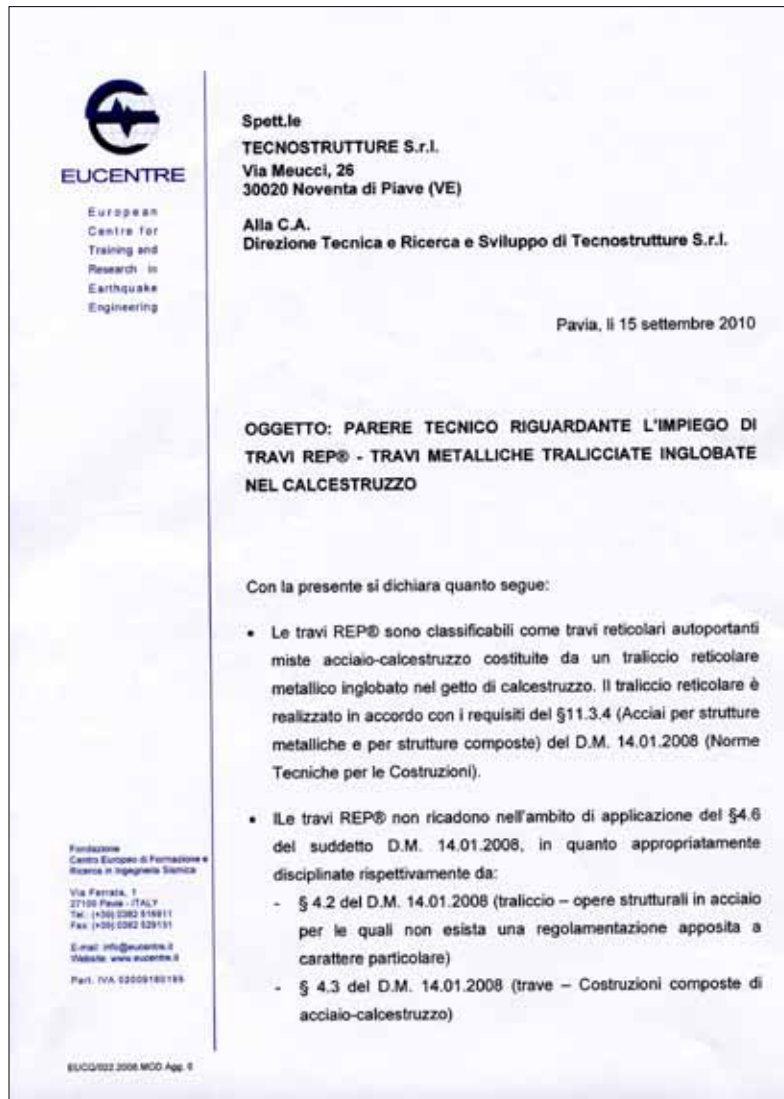
è del parere

che la risposta al quesito del Servizio Tecnico di Bacino Romagna sia contenuta nelle considerazioni precedenti.


Il Presidente del Comitato Tecnico Scientifico
(Prof. Ing. Vincenzo Petroni)

V. Petroni


11.3.2. Parere del 15.09.2010 rilasciato da Eucentre
 Oggetto: parere tecnico riguardante l'impiego di Travi REP®
 - travi metalliche tralicciate inglobate nel calcestruzzo




11.3.3. Parere del 24.05.2011 rilasciato dall'Istituto Italiano Saldatura

	<small>Corporate Governance: Lungobisagno Istria, 15 - 16141 Genova tel. 010.8341.1 - E-mail iis@iis.it</small>
<small>Vs. rif.: Ns. rif.: 0126/SER Data: 24 Maggio 2011</small>	<small>Spett.le TECNOSTRUTTURE s.r.l. c.a. Ing. Massimo BOZZO Via Meucci, 26 30020 NOVENTA DI PIAVE VE</small>
<hr/> Oggetto: Parere barre-TEMPCORE	
<p>Egregio Ingegnere,</p> <p>in relazione alla sua email del 26/04/2011 e dei successivi contatti telefonici rispondo ai suoi 3 quesiti:</p> <p>domanda A1</p> <p><i>Se, e in caso di risposta affermativa, con quali tecnologie, gli acciai TEMP CORE siano saldabili in modo da conseguire risultati analoghi a quelli conseguibili saldando le lamiere da carpenteria. Qualora ciò non sia possibile, interessa sapere quale sia la riduzione in termini di resistenza e di tenacità a cui riferirsi per le saldature dei TEMP CORE e se tale riduzione abbia caratteri di costanza tali da ritenerlo generalizzabile</i></p> <p>Il quesito è posto in termini che richiederebbero una analisi lunga e dettagliata. Circa la saldabilità osservo che le barre TEMP CORE debbono rispettare i limiti dell'analisi chimica e di carbonio equivalente validi anche per le altre barre per cemento armato e stabiliti dalla EN 10080. Quindi dovrebbero in linea di massima avere la stessa saldabilità delle barre di cui al punto 11.3.2 del T.U. (si veda in proposito anche la risposta alla domanda A3) Bisogna però tenere presente che lo strato esterno martensitico potrebbe creare qualche problema per cui, non avendo esperienza in questo campo, è opportuno che vengano eseguite alcune prove secondo quanto previsto dalla EN 17660 parti 1 o 2. Dette prove, che consiglio di fare secondo i procedimenti ad arco elettrico normalmente usati (111 - 135 - 136 - vale a dire elettrodi a rivestimento basico, filo continuo o animato, preferibilmente basico, sotto protezione di gas) dovrebbero fornire le informazioni richieste. Le segnalazioni comunque che i test previsti dalla EN 17660.1 consistono in prove di trazione, di piega e in alcuni casi, di resistenza alle sollecitazioni di taglio. Non sono previste prove di tenacità né in saldatura né in zona termicamente alterata, come del resto è logico, non prevedendo le norme 11229 e 10080 le prove di tenacità sulle barre tal quali.</p>	
<small>IIS SERVICE srl Società a Responsabilità Limitata con Socio Unico Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte dell'Istituto Italiano della Saldatura - Ente Morale Sede legale ed Operativa: Lungobisagno Istria, 15 - 16141 Genova - tel. +39 010 8341.1 - Fax +39 010 836.7780 E-mail iis@iisservice.it - Web: www.iiservice.it - Piva e C.F. 01992940994 - Registro Imprese di Genova - REA 451422 Capitale Sociale interamente versato Euro 1.220.000,00</small>	

Mod. QAS 001 - 1/4 rev. 0

	<small>Ns. rif. 0126/SER</small>	<small>pag. 2 di 4</small>
<p>Osservo ancora che al punto 11.5.3 della EN 17660 punti 1 e 2 è scritto:</p> <p>"A welding procedure test is restricted to the manufacturing process of the reinforcing steel used in the welding procedure test (see ISO 16020)." La ISO 16020 al punto 2.1.3.1 "Hot rolled bar" recita: "Bar wick has been produced from billets by hot-rolling, either directly in straight lengths or coiled and straightened, but not cold-worked in other ways. NOTE: The term includes micro-alloyed bars, and quenched and self-tempered bars." Ciò significa che secondo EN 17660 ai fini della validità delle qualifiche di procedimento le barre laminare a caldo e le barre TEMP CORE sono considerate equivalenti. Tuttavia per le ragioni che prima ho esposto ed anche ai fini di acquisire le conoscenze per rispondere alla sua domanda, è bene eseguire le prove sopra consigliate</p>		
<p><i>domanda A2</i></p> <p><i>Parte I: se le travi reticolari autoportanti miste inglobate nel getto di calcestruzzo, qualora realizzate con acciaio TEMP CORE, ricadano nell'ambito di applicazione del §4.6 del DM 14.01.2008</i></p> <p>Le travi reticolari miste autoportanti inglobate nel getto di calcestruzzo collaborante ricadono sotto il punto 4.3 del T.U.; in proposito è chiarificatrice la nota n. 603 del 15 Aprile 1986 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici relativa alle travi REP. In tale punto (4.3) si fa riferimento per la parte in acciaio al punto 4.2 ove l'uso di acciai per barre di cemento armato non è contemplato, ma sono presi in considerazione solo gli acciai di cui al punto 11.3.4 che considera a sua volta gli acciai contemplati nelle norme EN 10025/10210 e 10219. L'uso di barre TEMP CORE o comunque di barre per cemento armato (punto 11.3.2) per questo tipo di strutture sopraccitate ritengo sia improprio. Quindi ricade nel punto 4.6 del T.U. qui di seguito riportato: "Costruzioni di altri materiali. I materiali non tradizionali e non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale. Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe di resistenza superiore a C70/85, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in par. 4.2, leghe di alluminio, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, materiali polimerici fibrorinforzati, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall'acciaio con fuzioni di armatura da c.a." Come si può notare vengono esplicitamente citati acciai da costruzione non previsti al punto 4.2 anche se purtroppo la frase "... travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante." non è chiaro come vada interpretata.</p>		



Ns. rif. 0126/SER

pag. 3 di 4

Parte II: se le travi reticolari autoportanti inglobate nel getto di calcestruzzo, qualora realizzate con acciaio TEMPCORE, ricadano nell'ambito di applicazione del §4,6 del DM 14.01.2008
 Le barre TEMPCORE possono essere usate per realizzare travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo, così come previsto al punto 11.3.2.5 "Reti e tralici elettrosaldati" del T.U. 14.01.2008; tuttavia qualora dette travi non rispettino le altre indicazioni del citato punto, in particolare le prescrizioni dimensionali, esse ricadono nell'ambito di applicazione del punto 4.6 del sopramentionato T.U.

domanda A3

se le travi reticolari autoportanti miste inglobate nel getto di calcestruzzo, qualora realizzate con acciaio TEMPCORE, siano idonee per la realizzazione delle costruzioni secondo DM2008, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza.

Ritengo che la domanda sia posta in relazione alla domanda precedente, a cui ho risposto chiaramente nel senso che l'uso di un materiale come quello previsto per le barre di armatura, in particolare le barre TEMPCORE, per le strutture citate nella domanda deve essere autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale come si evince dal T.U.

Tuttavia per ottenere questa autorizzazione è necessario dimostrare l'attitudine di questo materiale in termini di resistenza, duttilità, tenacità e saldabilità ad essere usato al posto di quelli indicati al punto 11.3.4.

Per quanto riguarda la resistenza (rottura e snervamento) bisogna fare riferimento alle tabelle delle proprietà meccaniche delle barre TEMPCORE per collocarle in una classe corrispondente ad un materiale della EN 10025.

Segnalo tuttavia, come già accennato, che per quanto riguarda la tenacità le barre TEMPCORE (che ricadono sotto la EN 11229 e 10080) non hanno tenacità garantita com'è generalmente richiesta nel T.U. per gli acciai da costruzione.


Altro problema riguarda la duttilità valutata con prove di piega e l'allungamento registrato nella prova di trazione; in particolare per l'acciaio B450C il valore minimo di allungamento previsto dalla EN 11229 è pari al 7% nettamente inferiore a quello richiesto dalla EN 10025 per acciai di pari resistenza (circa 17%).

Per quanto riguarda la saldabilità è necessario paragonare i limiti del carbonio equivalente (formula IIV) e degli elementi principali che concorrono alla criccabilità a caldo (C-S-P-Cu) prescritti dalle norme per le barre di armatura (TEMPCORE o no) e quelli prescritti dalla 10025 per acciai di resistenza analoga.

I limiti posti alla composizione chimica ed al carbonio equivalente dalla UNI 11229 per le barre in acciaio B450C sono quelli riportati nella tabella 2 della EN 10080, mentre quelli richiesti per acciai di resistenza paragonabile (ad esempio S460N o NL) sono quelli riportati nei prospetti 2 e 4 della EN 10025-3.

Dal confronto delle tabelle si deduce quanto segue (per analisi di colata):

- i limiti del carbonio equivalente (che influenza la criccabilità a freddo) sono molto simili, anzi per gli S460 sono un po' più alti (0,53 contro 0,50)



Ns. rif. 0126/SER

pag. 4 di 4

- i limiti del C-S-P e Cu che influenzano la criccabilità a caldo sono molto differenti, come si può vedere, da quanto sotto riportato:

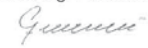
	C	S	P	Cu
B450C	0,22	0,050	0,050	0,80
S460N	0,20	0,025	0,030	0,50

Se consideriamo anche un acciaio S450J0 troviamo (prospetto 2 - EN 10025 parte 2) valori massimi di C - S - P e Cu molto simili a quelli dell'S460N e C equivalenti più bassi (0,47 - 0,49).

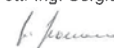
In conclusione se ne deduce che dal punto di vista della saldabilità (cricche a caldo) gli acciai per barre presentano una saldabilità sensibilmente inferiore a quella degli acciai della UNI 10025 e quindi richiedono precauzioni maggiori in fase di saldatura.

Con i migliori saluti.

Dott. Ing. F. Masetti



Dott. Ing. Sergio Scanavino



11.4. Linee guida per l'utilizzo di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure per il rilascio dell'autorizzazione all'impiego

11.4.1. Testo integrale delle "Linee guida"



Con il presente documento si dà seguito a quanto previsto dai punti 4.6 e 11.1 del DM 14/01/2008 (nel seguito NTC 2008).

1 Premessa

L'espressione "travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante" indica, in termini generali, una tecnica costruttiva che comprende numerosi tipi di travi tralicciate. Occorre, in primo luogo, definire, con riferimento al Capitolo 4, punto 4.6 delle NTC 2008, sulla base della tipologia strutturale, in quale categoria rientri una specifica struttura reticolare mista.

A tale scopo si individuano tre categorie entro le quali inquadrare ciascuna tipologia strutturale:

- a) strutture composte acciaio-calcestruzzo;
- b) strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso;
- c) strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle due categorie sopra elencate.

Delle tre categorie sopra indicate, le prime due non ricadono nell'ambito di applicazione del citato punto 4.6 delle NTC 2008, in quanto espressamente disciplinate, rispettivamente, dai paragrafi 4.3 e 4.1 delle Norme stesse, come verrà precisato nel seguito.

La terza categoria, invece, comprende quei tipi che, per principi, modelli di calcolo e materiali, non possono essere ricompresi nelle prime due.

Per tutte le predette categorie si individuano due fasi costruttive; una prima fase in cui è resistente la sola parte in acciaio e una seconda fase in cui anche il calcestruzzo di completamento è indurito.

2 Requisiti e principi di classificazione

Ai fini dell'appartenenza ad una delle categorie sopra definite, si riportano nel seguito i principi di classificazione delle travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante:

a) Travi composte acciaio - calcestruzzo

Come è noto, l'appartenenza alle strutture composte è caratterizzata dalla presenza di connessioni a taglio in grado di impedire lo scorrimento e il distacco tra i due materiali (calcestruzzo e acciaio); ciò con riferimento sia alle NTC 2008 sia all'Eurocodice EN1994 Strutture Composte.

Si richiama in proposito il 2° capoverso del punto 4.3 Costruzioni Composte di Acciaio-Calcestruzzo delle NTC 2008: "Le strutture composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro con un sistema di connessione appropriatamente dimensionato."

Analogo concetto può essere individuato nell'EN 1994.1.1 al punto 1.5.2.1.

Inoltre, l'appartenenza alle strutture composte è condizionata all'impiego di solo acciaio da carpenteria (piatti, profilati, ecc.) per la parte che assicura la portanza in prima fase (normalmente prefabbricata).

Tale concetto è richiamato in termini generali nel 3° capoverso del punto 4.3 *Costruzioni Composte Acciaio-Calcestruzzo* delle NTC 2008 "Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente capitolo, per la progettazione strutturale, l'esecuzione, i controlli e la manutenzione deve farsi riferimento ai precedenti §§ 4.1 e 4.2 relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato ed alle costruzioni di acciaio, rispettivamente". Lo stesso concetto è poi ulteriormente precisato nel punto 4.3.3.1.1 *Materiali* delle NTC 2008. Peraltro anche nell'EN 1994.1.1 il punto 3 *Materiali* precisa in modo inequivocabile le caratteristiche dei materiali da impiegare nelle diverse parti delle strutture composte (calcestruzzo, acciaio da c.a., acciaio da carpenteria).

Il modello di calcolo adottato, in particolare per le verifiche a taglio, deve essere coerente con i modelli previsti nelle NTC 2008. Di conseguenza, poiché si fa riferimento alle strutture composte, la resistenza a taglio dovrà essere conseguita dalla sola parte in carpenteria; non è infatti ammesso l'uso di acciai da carpenteria nel modello taglio resistente nel calcestruzzo armato.

In particolare il punto 4.3.4.2.2 *Resistenza a taglio* delle NTC 2008 attribuisce la resistenza a taglio alla sola trave metallica: "La resistenza a taglio verticale della trave metallica, $V_{c,Rd}$ può essere determinata in via semplificativa come indicato in § 4.2.4.1.2. Per la soletta in cemento armato dovranno comunque eseguirsi le opportune verifiche." Lo stesso concetto è ripreso nell'EN 1994-1-1 al punto 6.2.2 *Resistenza a taglio verticale*, che prevede in linea generale il solo effetto resistente della trave in acciaio, a meno che non si sia valutato, con modelli consolidati, il contributo parallelo della sola parte di calcestruzzo alla resistenza totale.

b) Travi in calcestruzzo armato normale o precompresso

L'appartenenza alle strutture in calcestruzzo armato e/o precompresso implica che la capacità portante di 2ª fase venga garantita esclusivamente dal calcestruzzo e dall'acciaio da c.a. o da c.a.p., secondo gli specifici modelli previsti dalle NTC 2008.

Sulla base delle stesse considerazioni già avanzate sopra in a), in questo caso non è consentito prendere in conto nella fase finale di funzionamento il contributo dell'acciaio da carpenteria.

In definitiva, l'acciaio da carpenteria utilizzato per la 1ª fase non può essere preso in conto nella definizione del modello resistente di 2ª fase. Lo stesso acciaio, peraltro, dovrà essere adeguatamente protetto contro la corrosione.

c) Travi non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle categorie a) e b)

Le travi tralicciate non riconducibili alle categorie a) e b) richiedono che venga per esse documentata l'esistenza di margini di sicurezza, funzionalità, durabilità e robustezza non inferiori a quelli previsti dalle NTC 2008.

A tale scopo è necessario che :

- I. si identifichino precise tipologie di riferimento per materiali, geometria, schema statico e modalità d'impiego;
- II. si effettui per ogni tipologia adeguata sperimentazione su campioni e modelli sia relativamente alla 1ª fase sia relativamente alla 2ª fase, in condizioni di esercizio ed ultime; nella sperimentazione su campioni costituiscono utile riferimento i principi della "progettazione assistita da prove", contenuti nell'EN1990, *Appendice D*. Naturalmente la sperimentazione relativa alla 1ª fase non è necessaria quando la struttura resistente in tale fase sia riconducibile alle categorie a) o b);
- III. si definiscano modelli di calcolo attendibili e giustificati anch'essi dalla sperimentazione, eventualmente integrata da adeguate analisi numeriche.

Si riportano qui di seguito gli elementi essenziali caratterizzanti la sperimentazione:

1. le prove debbono riprodurre in maniera significativa le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni delle azioni previste dalle NTC 2008 nelle condizioni di vincolo della struttura reale, sia per gli SLU sia per gli SLE. Esse debbono avere come obiettivo quello di determinare direttamente la resistenza ultima e il comportamento in esercizio della struttura o dell'elemento strutturale, avuto riguardo all'appoggio e alla continuità sullo stesso appoggio. Particolare attenzione andrà posta in presenza di fenomeni di instabilità globale o locale, nonché all'unione di materiali diversi;
2. il numero di prove sperimentali deve essere tale da consentire l'elaborazione di un modello empirico, oppure la definizione di un modello fisico. Il numero di prove dovrà essere ovviamente commisurato all'obiettivo da raggiungere: significativa elaborazione statistica per il modello empirico e conferma sperimentale del meccanismo resistente per il modello fisico;
3. nella sperimentazione si dovrà tener conto delle azioni di lunga durata e, quando rilevanti, di quelle ripetute;
4. le esperienze debbono accertare che siano soddisfatte le verifiche, sia nei confronti degli SLU, che degli SLE; nell'elaborazione dei risultati sperimentali, finalizzata alla definizione

del modello resistente, si devono adottare gli stessi coefficienti parziali di sicurezza di cui alle NTC 2008;

5. le esperienze debbono essere effettuate a cura di un Laboratorio Ufficiale di cui al comma 1, art. 59 del DPR 380/01.

I principi sopra esposti dovranno, in conclusione, consentire di definire un modello resistente per il progetto, da adottare per il calcolo dei manufatti da produrre.

3 Specifiche di progettazione, produzione ed esecuzione

Per qualsiasi categoria prodotta, devono essere indicate tutte le necessarie specifiche progettuali e di esecuzione, quali caratteristiche dei materiali, particolari costruttivi, tolleranze, copriferro, nonché i limiti di impiego.

Si devono inoltre adottare idonee procedure di controllo del processo di produzione in fabbrica ai sensi delle NTC 2008 Capitolo 11, punto 1. A tal fine, il sistema di controllo della produzione in fabbrica deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006, autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

4 Procedure tecnico-amministrative

Nel caso in cui il produttore ritenga che la trave prodotta appartenga ad una delle prime due categorie indicate al paragrafo 2 con le lettere a) e b), dovrà documentare tale circostanza al Servizio Tecnico Centrale con apposita relazione descrittiva e di calcolo, idonea a dimostrare il rispetto delle caratteristiche e dei requisiti richiesti per la specifica categoria.

Il Servizio Tecnico Centrale, esaminata la documentazione e accertata l'appartenenza ad una delle due categorie predette, ne darà conferma al richiedente, precisando che la produzione dovrà rispettare le caratteristiche della tipologia depositata presso il Servizio stesso.

Per le travi appartenenti alla terza categoria del paragrafo 2 (lettera c) ciascun produttore dovrà richiedere al Servizio Tecnico Centrale il rilascio dell'autorizzazione all'impiego, come previsto dal punto 4.6 delle NTC 2008. La richiesta, che non riguarderà singoli impieghi, ma lo specifico tipo in esame, dovrà essere accompagnata da idonea documentazione atta a dimostrare il rispetto di tutte le disposizioni di cui alla lettera c) del citato paragrafo 2.

11.4.2. Commento alle “Linee guida”

Le “Linee guida per l'utilizzo di travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure per il rilascio dell'autorizzazione all'impiego”, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto n.116/2009 e recentemente comparse sul sito del Consiglio Superiore stesso, danno seguito a quanto previsto dai §§4.6 e 11.1 del DM 14.01.2008 (nel seguito NTC 2008).

In un mercato in continua e tumultuosa crescita quale quello dei materiali da costruzione e delle tecnologie costruttive, la sicurezza della collettività impone che un organo tecnico ufficiale e qualificato svolga l'attività istruttoria e di controllo necessaria ad autorizzare la libera circolazione sul mercato dei nuovi materiale, nelle specifiche tipologie strutturali proposte.

Quest'organo tecnico è, in forza del §4.6 delle NTC 2008, il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che, sulla base di procedure da esso definite e su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizza l'utilizzo.

Tra i nuovi materiali e le nuove tecnologie costruttive espressamente elencati al §4.6 delle NTC 2008 compaiono le “travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante”.

La tecnologia, almeno nella forma tipica delle travi REP[®], è da lungo tempo (più di 40 anni) nota e utilizzata ma, proprio per la sua notorietà e l'indiscutibile successo incontrato sul mercato, ha visto la comparsa di numerose emulazioni.

All'originaria formulazione costruttiva in acciaio da carpenteria metallica delle REP[®], capace di associare alla funzione di cassaforma a sostegno del calcestruzzo, nella fase di getto di quest'ultimo o 1^a fase, la funzione di armatura collaborante alla resistenza della struttura finale in acciaio-calcestruzzo, a calcestruzzo indurito o 2^a fase, si sono infatti affiancate formulazioni costruttive decisamente più spostate sul versante delle strutture in c.a. e formulazioni costruttive intermedie tra l'approccio delle costruzioni miste acciaio-calcestruzzo, tipico delle REP[®], e l'approccio delle costruzioni in c.a. Le linee guida del Consiglio Superiore mettono ordine nel campo delle “travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante” articolando i prodotti in tre categorie individuate con le lettere da a) a c):

- a) strutture composte acciaio-calcestruzzo, espressamente disciplinate da NTC 2008, §4.3;
- b) strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso, espressamente disciplinate da NTC 2008, §4.1;
- c) strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle due categorie sopra elencate.

Delle tre categorie sopra indicate, dunque, solo la c) ricade nell'ambito di applicazione del già citato §4.6 delle NTC 2008, non essendo normata dalle NTC 2008 stesse.

Per tutte le categorie si individuano due fasi costruttive; una 1^a fase in cui il calcestruzzo di completamento non è ancora indurito ed una 2^a fase in cui il calcestruzzo di completamento è indurito.

L'appartenenza alla classe a) è condizionata all'impiego di solo acciaio da carpenteria (piatti, profilati, ecc.); il modello di calcolo adottato, in particolare per le verifiche a taglio, deve essere coerente con i modelli previsti nelle NTC 2008. Di conseguenza, poiché si fa riferimento alle strutture composte acciaio-calcestruzzo, la resistenza a taglio dovrà essere conseguita dalla sola parte in carpenteria; non è infatti ammesso l'uso di acciai da carpenteria nel modello taglio resistente del calcestruzzo armato.

L'appartenenza alla classe b) implica che la capacità portante in 2^a fase venga garantita esclusivamente dal calcestruzzo e dall'acciaio da c.a. o da c.a.p., secondo gli specifici modelli previsti dalle NTC 2008, ossia non consentendo di prendere in conto, nella fase finale di funzionamento, il contributo dell'acciaio da carpenteria. In definitiva, l'acciaio da carpenteria utilizzato per la 1^a fase non può essere preso in conto nella definizione del modello resistente di 2^a fase, dovendo comunque essere adeguatamente protetto contro la corrosione.

L'appartenenza alla classe c), proprio per la maggiore innovatività che la caratterizza rispetto alle due classi precedenti prevede per ciascun produttore il rilascio dell'autorizzazione all'impiego da parte del Servizio Tecnico Centrale, previa richiesta atta a dimostrare l'esistenza di margini di sicurezza, funzionalità, durabilità e robustezza non inferiori a quelli previsti dalle NTC 2008. A tal proposito la documentazione di riferimento, come indicato al paragrafo 2c) delle linee guida, dovrà comprendere:

I. tipologie di riferimento per materiali e geometrie;

II. adeguata sperimentazione;

III. modelli numerici di calcolo da adattare per il calcolo dei manufatti da produrre.

Nell'autorizzare l'utilizzo di prodotti di classe c) particolare attenzione dovrà essere dedicata ai casi nei quali si utilizzino acciai tempcore (ad esempio B450C) saldati tra loro e/o con acciai da carpenteria (ad esempio S460N).

Premesso che gli acciai tempcore debbono le loro caratteristiche meccaniche al trattamento termico (tempra) che ne produce il guscio austenitico e gli acciai da carpenteria alla presenza dei microleganti (Niobio, Titanio, ecc.) che riducono la dimensione dei grani, è evidente come i primi siano assai più sensibili dei secondi alle variazioni di temperatura che sempre accompagnano il processo di saldatura.

La saldatura di barre tempcore tra loro (specie se di diverso diametro, come spesso accade nelle travi tralicciate) può dunque portare ad esiti negativi; l'operazione di saldatura, infatti, aumentando la temperatura dei pezzi interessati li ricuoce, facendo loro perdere la tempra ma, nel processo di raffreddamento successivo alla saldatura, le barre tempcore di piccolo diametro possono riacquistare il guscio austenitico (tempra) perché il raffreddamento è sufficientemente rapido, mentre le barre di maggiore diametro, essendo il raffreddamento più lento, possono non riacquistare la tempra e le caratteristiche meccaniche ad essa legate.

Controindicazioni si hanno anche nel caso di saldature che colleghino acciai tempcore ad acciai da carpenteria; date le caratteristiche peculiarmente diverse dei due prodotti, infatti, il protocollo di saldatura adatto per gli uni risulta essere inadatto agli altri, con conseguenze ovvie sull'efficacia della saldatura.

Con le premesse appena illustrate, dunque, non può che ribadirsi la particolare cautela che le travi tralicciate richiedono se utilizzano acciai tempcore saldati tra loro e/o con acciai da carpenteria.

prof. ing. Franco Braga
*professore ordinario di Costruzioni in Zona Sismica
presso l'Università degli Studi di Roma "La Sapienza",
presidente dell'Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.),
curatore dell'edizione italiana dell'Eurocodice 4*

12.1. Pubblicazioni

- L. F. DONATO - L. SANPAOLESI - G. M. BO: "Esperienze su prototipo di cavalcavia in sistema composto acciaio-calcestruzzo" Costruzioni metalliche, 1969.
- P. MATILDI - A. MAURO: "Sui fenomeni lenti nelle travi in sistema misto acciaio - calcestruzzo" - Atti Istituto di Scienza delle Costruzioni, Trieste, 1970.
- R. PARK - T. PAULAY: "Reinforced Concrete Structures" - J. Wiley & Sons, London, New York, 1975.
- P. POZZATI: "Teoria e tecnica delle Strutture" - Vol. II - Ed. UTET - Torino, 1977.
- L. PAGNINI - B. PALAZZO: "Sul comportamento allo stato limite ultimo delle sezioni miste acciaio - calcestruzzo" - Costruzioni metalliche n. 2, 1977.
- E. GIANGRECO: "Integrazione tra strutture in acciaio e in cemento armato" - Tavola rotonda Torino, 1978 - Convegno SAIE, Bologna, 1978.
- M. PAPIA: "Criteri sul dimensionamento ottimale per la trave REP" sottoposta al carico di prima fase" - Atti Università di Palermo - Ist. Scienza delle costruzioni, 1978.
- R. PUHALI, I. SMOTLACK: "Relazione sulle prove «Push out» relative alle travi REP" - Atti Università di Trieste - Istituto di scienza delle costruzioni, Anno 1980.
- L. PAGNINI - B. PALAZZO - G. SPADEA: "Indagine sperimentale sul comportamento a rottura di travi composte acciaio - calcestruzzo" - Atti Università della Calabria - Dipartimento di strutture - Report n. 64, August 1983.
- G. GIORDANO - G. SPADEA: "Stato ultimo in flessione di travi in cemento armato con doppia armatura tipo REP"; ricerca sperimentale svolta con contributo del C.N.R." - Atti Università della Calabria - Dipartimento di strutture, sett. 1983.
- G. PREITE: "Manuale delle costruzioni in muratura semplice e armata" - Ed. E.S.A.C. Edizioni Scientifiche A. Cremonese, Roma, 1985.
- L. PAGNINI - B. PALAZZO - G. SPADEA: "Capacità di rotazione plastica di travi a sezione mista acciaio - calcestruzzo" - X Congresso C.T.A. Montecatini, 1985.
- G. GIORDANO - L. OMBRES - G. SPADEA: "Modellazione teorica e controllo sperimentale del comportamento a rottura di travi inflesse tipo REP" - Atti Università della Calabria - Dipartimento di strutture, dic. 1987.
- G. GIORDANO - L. OMBRES - G. SPADEA: "Problemi di aderenza nelle travi miste prefabbricate REP" - Atti Università della Calabria - Dipartimento di strutture, nov. 1988.
- G. GIORDANO - M. AMENDOLA: "Un razionale sistema di prefabbricazione parziale: la trave REP" - Atti del Convegno L'arte del Fabbricare, Napoli, ott. 1989.
- BOLLETTINO DI LEGISLAZIONE TECNICA 1996, Supplemento n. 2.
- E. SIVIERO - A. CENTENARO: "Salvatore Leone: tecnica e ingegno" - Università di Architettura di Venezia IUAV, Venezia, A.A. 2003/2004.
- A. ORIBASI - E. SIVIERO - T. ZORDAN - R. MARTINI: "Passerelle pour pietons a Venise" - Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg - Università di Architettura di Venezia IUAV, Venezia, A.A. 2005/2006.
- R. VITALIANI - R. SCOTTA - P. MAGARAGGIA: "Indagini sperimentali su travi miste acciaio-calcestruzzo tralicciate" - Università degli Studi di Padova, Padova, A.A. 2005/2006.
- R. SCOTTA - L. TESSER - F. ZANON: "Teoria, analisi numerica e sperimentazione di travi tralicciate miste precomprese" - Università degli Studi di Padova, Padova, A.A. 2005/2006.
- C. AMADIO - L. MACORINI - F. PATRONO: "Studio del comportamento di elementi tralicciati misti acciaio-calcestruzzo" - Università degli Studi di Trieste, Trieste, A.A. 2006/2007.
- R. SCOTTA - D. BERTOLDO: "Ricerche sui nodi travi-pilastrati in struttura mista" - Università degli Studi di Padova - A.A. 2006/2007.
- S. RUSSO - M. BOZZO - M. DALLE VEDOVE: "Calcestruzzi ad elevatissime prestazioni fibrorinforzati" - Università di Architettura di Venezia IUAV, Venezia, A.A. 2006/2007.
- R. SCOTTA - L. TESSER: "Preliminary experiences and basic concepts on the structural performance of hybrid trussed beams" - 4th Spec. Conference on The Conceptual Approach to Structural Design, Venezia, Italy, 27-29 June 2007.
- R. SCOTTA - L. TESSER: "Sperimentazione su travi tralicciate miste REP[®] NOR" - VII Italian Workshop on Composite Structures, Benevento, 2008.
- R. SCOTTA - L. TESSER: "Sperimentazione su travi reticolari miste con fondello in laterizio" - Atti 17° Congresso CTE, Roma, 6-8 novembre 2008.
- R. SCOTTA - L. TESSER: "Sperimentazione su travi tralicciate miste Rep[®]-NOR" in EDS, PECCE M. - NIGRO E. - CERONI F. VII Workshop Italiano sulle Strutture Composte, p. 69-75 - Aesse Stampa, ISBN/ISSN: 978-88-902752-3-4, Benevento, 2009.
- R. SCOTTA - L. TESSER - M. VOCIALTA: "Prove sperimentali su travi miste di tipo REP[®]" - Università degli Studi di Padova, A.A. 2008/2009.
- R. SCOTTA - L. TESSER - M.A. MARSURA: "Prove sperimentali su travi miste acciaio-calcestruzzo e interpretazione teorica" - Università degli Studi di Padova - A.A. 2009/2010.
- L. TESSER: "Composite Steel Truss and Concrete Beams and Beam-Column Joints for Seismic Resistant Frames: Modelling, numerical analysis and experimental verifications" - Tesi di dottorato - Università degli Studi di Padova, A.A. 2008/2009.
- R. SCOTTA - A. ARGENTONI: "Prove cicliche su nodi in struttura mista" - Università degli Studi di Padova - A.A. 2010/2011.
- R. SCOTTA - L. TESSER: "Indagine sperimentale su nodi trave-pilastro innovativi per telai sismo-resistenti" - atti convegno AICAP "Le prospettive di sviluppo delle opere in c.a. nel terzo millennio", Padova 19-21 Maggio 2011.

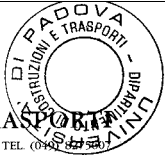
Pubblicazioni tecniche

- P. MATILDI - M. MELE: "Impalcati a piastra ortotropica ed in sistema misto acciaio-calcestruzzo" - Volume V. A. - ITALSIDER, Genova 1971.
- S. LEONE: "Procedimenti di calcolo per travi REP[®]" - Associazione Produttori travi REP[®] - Milano, Marzo 1972.
- AA.VV.: "Prontuario 1981" - XVII edizione p. 225-231 - CILA, Industria Grafica spa, Verona, 1981.
- AA.VV.: "Manuale RDB" - p. 229-242 - Gruppo RDB, Pontenure, 1988.
- AA.VV.: "Prontuario REP[®]" - EDIS, Musile di Piave, 1996.
- AA.VV.: "Prontuario REP[®]" - 2ª edizione, Tecnostrutture, Manzano, 2003.
- AA.VV.: "Prontuario REP[®]" - 3ª edizione, Tecnostrutture, Manzano, 2006.

12.2. Prove sperimentali

12.2.1. Rapporto di prova Trave REP® n°16863

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli studi di Padova

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
35131 PADOVA (ITALY) - VIA MARZOLO, 9
SEGRETERIA TEL. (049) 8275601

Pag. 1/3

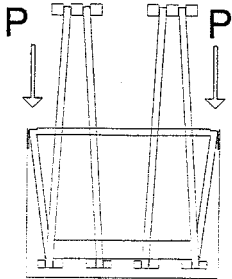
RAPPORTO DI PROVA N. 16863

Richiedente: STUDIO MB ENGINEERING VIA DANCALIA, 135 – ERACLEA (VE).
 Committente: TECNOSTRUTTURE S.R.L. VIA MEUCCI, 26 – NOVENTA DI PIAVE (VE).
 Cantiere: NOSIO S.p.A. MEZZA CORONA – MEZZOCORONA (TN).
 Domanda: Ricevuta via fax il 18 Giugno 2001.
 Materiale: Trave REP in acciaio avente luce 10.10 m, altezza 1.42 m e larghezza 1.00 m.
 Prove: Prove di carico non normate condotte presso i locali del Committente con la supervisione di un Rappresentante di Questo Dipartimento all'uopo incaricato, con strumentazione messa a disposizione dal Committente, previa verifica d'idoneità e secondo condizioni concordate con il Richiedente.

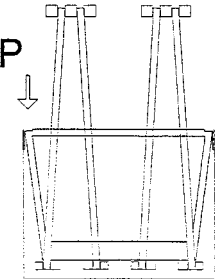
DESCRIZIONE DELLE PROVE

Le prove consistono nel creare due distinte condizioni di carico sulla trave semplicemente appoggiata, mediante una serie di martinetti idraulici ed idoneo contrasto.
 Scopo delle prove è rilevare simultaneamente i carichi agenti sulla trave e le relative deformazioni, in posizioni, direzioni e versi, individuati dal Richiedente sulla trave medesima.
 All'uopo si sono utilizzati n. 10 trasduttori elettronici di spostamento ed una cella di carico di idoneo fondo scala.
 Nella prova n. 1 la trave è stata caricata simmetricamente in senso longitudinale e trasversale, con n. 08 martinetti idraulici (quattro per lato), utilizzando altrettanti spezzoni di putrella lunghi 1.20 m per la ripartizione del carico (si veda lo schema illustrativo sotto riportato).
 Nella prova n. 2 la trave è stata caricata simmetricamente in senso longitudinale e asimmetricamente in senso trasversale, con n. 04 martinetti idraulici (solo lungo un lato), utilizzando altrettanti spezzoni di putrella lunghi 1.20 m per la ripartizione del carico (si veda lo schema illustrativo sotto riportato).

PROVA 1.

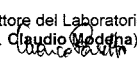


PROVA 2.




Padova, 29 Ottobre 2001



Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Romeo Vescovi)



I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
35131 PADOVA (ITALY) - VIA MARZOLO, 9
SEGRETERIA TEL. (049) 8275601

Pag. 2/3

RAPPORTO DI PROVA N. 16863

DISPOSIZIONE DEI TRASDUTTORI
(rilievo di spostamenti relativamente ai correnti inferiori)

Posizione	Numerazione
Appoggio 1 – sx	1
Appoggio 1 – dx	2
Mezzeria – sx	5
Mezzeria – dx	6
Appoggio 2 – sx	3
Appoggio 2 – dx	4

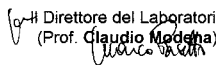
DISPOSIZIONE DEI TRASDUTTORI
(rilievo di deformazioni di elementi componenti la trave)

Posizione	Base di misura [mm]	Numerazione
Appoggio 1 – montante esterno sx	130	11
Appoggio 1 – montante esterno dx	130	12
Mezzeria – corrente inferiore dx (laterale)	117	7
Mezzeria – corrente superiore dx (lombo inferiore)	118	8

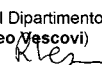
Per la disposizione dei trasduttori, si vedano gli schemi allegati forniti dal Richiedente.

Padova, 29 Ottobre 2001


Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)




Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Romeo Vescovi)



I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
 35131 PADOVA (ITALY) - VIA MARZOLO, 9
 SEGRETERIA TEL. (049) 8274601



RAPPORTO DI PROVA N. 16863 Pag. 3/3

RISULTATI DELLA PROVA N. 1

CARICO [daN]	DEFORMAZIONI [mm]											
	1	2	3	4	5	6	7	8	11	12		
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1962	0.14	0.34	0.29	0.21	1.61	1.57	-0.002	0.001	-	0.02		
3924	0.24	0.44	0.39	0.37	3.20	3.06	-0.005	0.002	-	0.03		
5886	0.34	0.49	0.48	0.53	4.64	4.58	-0.009	0.005	0.04	0.04		
7848	0.43	0.51	0.57	0.61	6.04	6.04	-0.011	0.004	0.05	0.06		
9810	0.52	0.56	0.64	0.66	7.46	7.49	-0.019	0.011	0.06	0.07		
11772	0.57	0.60	0.70	0.73	8.81	8.85	-0.023	0.012	0.07	0.08		
13734	0.64	0.65	0.78	0.79	10.22	10.27	-0.024	0.012	0.07	0.09		
15696	0.71	0.70	0.84	0.83	11.61	11.67	-0.029	0.015	0.08	0.10		
17658	0.76	0.75	0.91	0.90	13.07	13.11	-0.034	0.017	0.10	0.12		
19620	0.85	0.81	0.98	0.97	14.54	14.58	-0.042	0.022	0.13	0.14		
20209	0.88	0.83	0.99	0.98	14.98	15.01	-0.044	0.024	0.14	0.14		
20209	0.88	0.83	0.99	0.98	14.98	15.03	-0.046	0.027	0.14	0.14		
15696	0.75	0.78	0.92	0.93	11.95	11.88	-0.039	0.022	0.12	0.10		
11772	0.63	0.69	0.80	0.82	9.10	9.10	-0.025	0.012	0.12	0.10		
7848	0.50	0.61	0.66	0.67	6.21	6.26	-0.021	0.013	0.09	0.08		
3924	0.30	0.50	0.46	0.43	3.23	3.34	-0.006	0.001	0.07	0.06		
scarico	0.05	0.09	0.03	0.07	0.18	0.21	0.003	-0.003	0.05	0.02		

Il carico si riferisce al singolo martinetto; i martinetti sono collegati in parallelo nel circuito oleodinamico.

RISULTATI DELLA PROVA N. 2

CARICO [daN]	DEFORMAZIONI [mm]											
	1	2	3	4	5	6	7	8	11	12		
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1962	-0.16	0.36	-0.24	0.27	-0.57	1.88	-0.002	0.005	0.000	0.024		
3924	-0.36	0.40	-0.47	0.47	-1.16	3.72	-0.006	0.008	0.000	0.045		
5886	-0.49	0.40	-0.68	0.54	-1.46	5.38	-0.009	0.009	0.000	0.061		
7897	-0.59	0.42	-0.79	0.58	-1.63	6.99	-0.015	0.013	0.000	0.079		
5886	-0.51	0.42	-0.72	0.56	-1.59	5.44	-0.015	0.010	0.000	0.066		
3924	-0.42	0.41	-0.59	0.49	-1.38	3.80	-0.013	0.009	0.000	0.050		
1962	-0.2	0.40	-0.36	0.28	-0.91	2.01	-0.008	0.008	0.000	0.026		
scarico	-0.03	0.04	-0.03	0.00	-0.10	0.07	0.000	0.001	0.000	0.000		


Il carico si riferisce al singolo martinetto; i martinetti sono collegati in parallelo nel circuito oleodinamico.

Padova, 29 Ottobre 2001


Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Medina)

Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Romeo Vescovi)

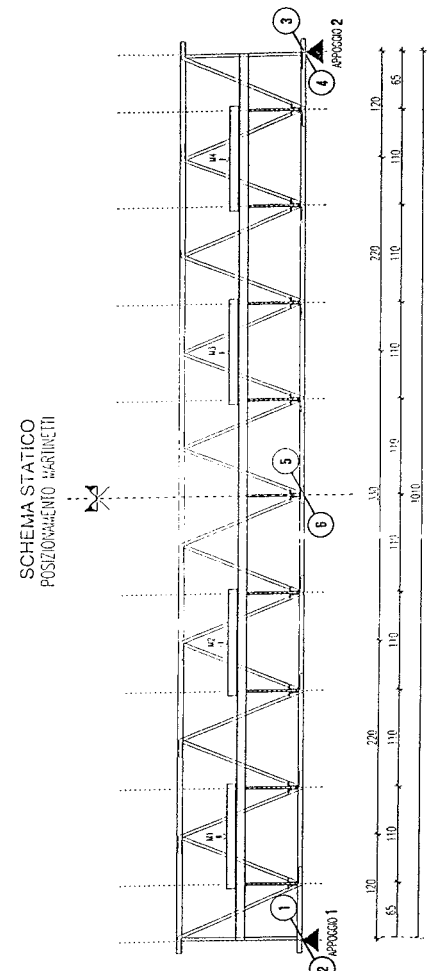
I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
 35131 PADOVA (ITALY) - VIA MARZOLO, 9
 SEGRETERIA TEL. (049) 8274601



ALLEGATO N. 1 AL RAPPORTO DI PROVA N. 16863

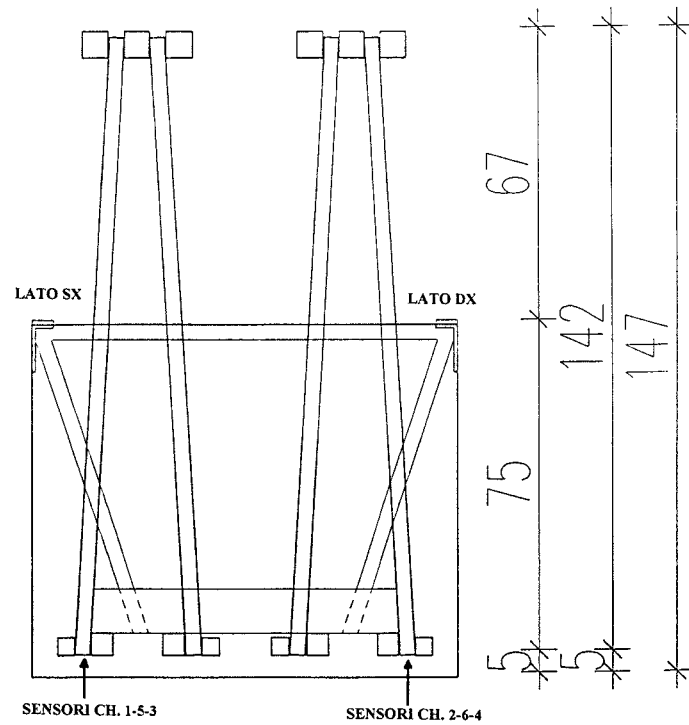


SCHEMA STATICO
 POSIZIONAMENTO MARTINETTI

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
 DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
 35131 PADOVA (ITALY) - VIA MARZOLO, 9
 ALLEGATO N. 3 AL RAPPORTO DI PROVA N. 16863



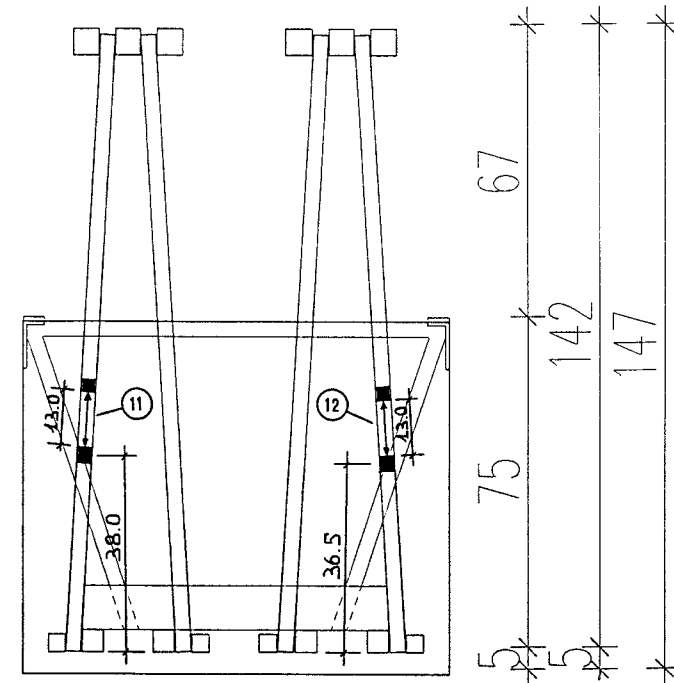
SEZIONE TIPO

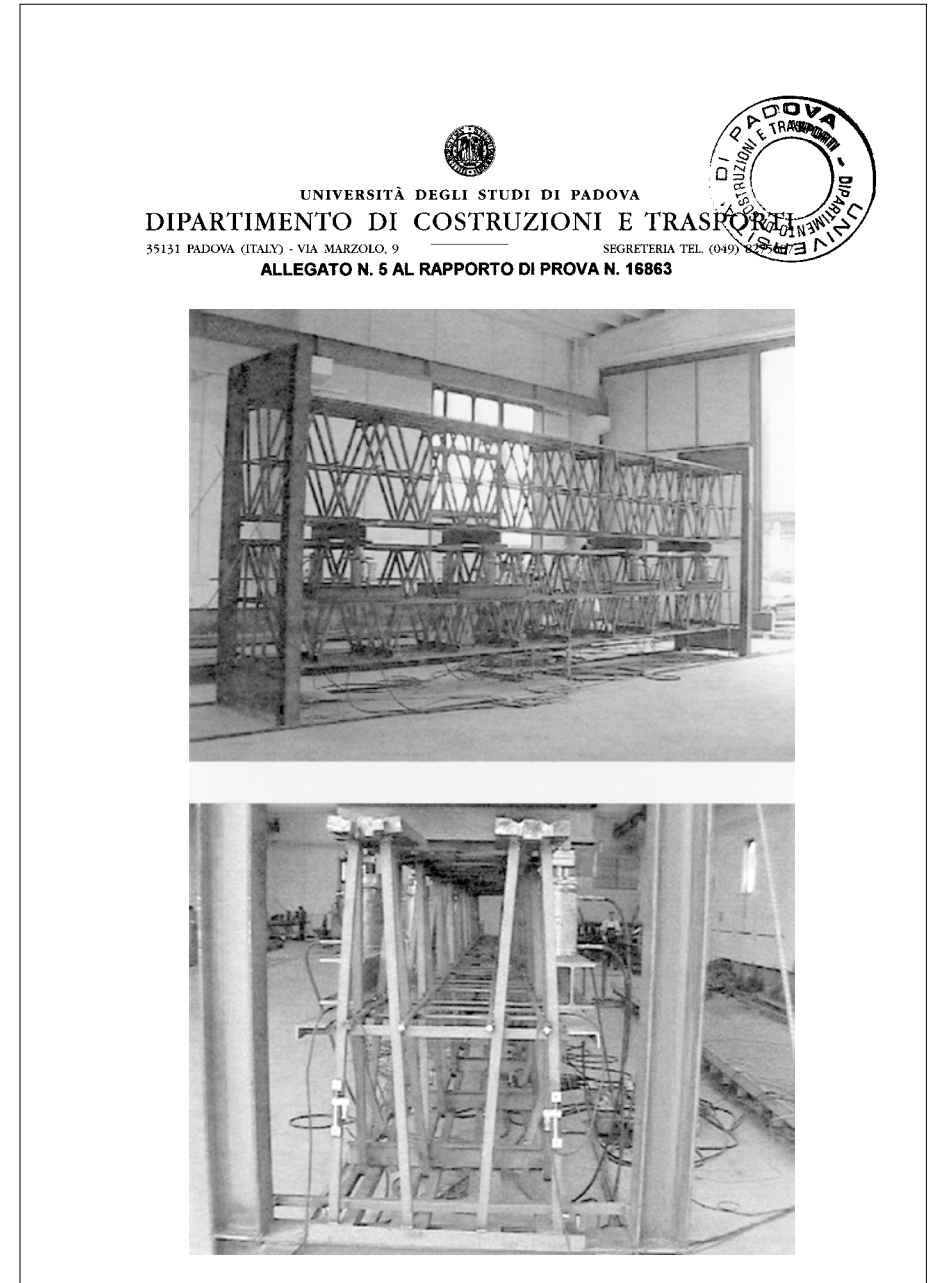
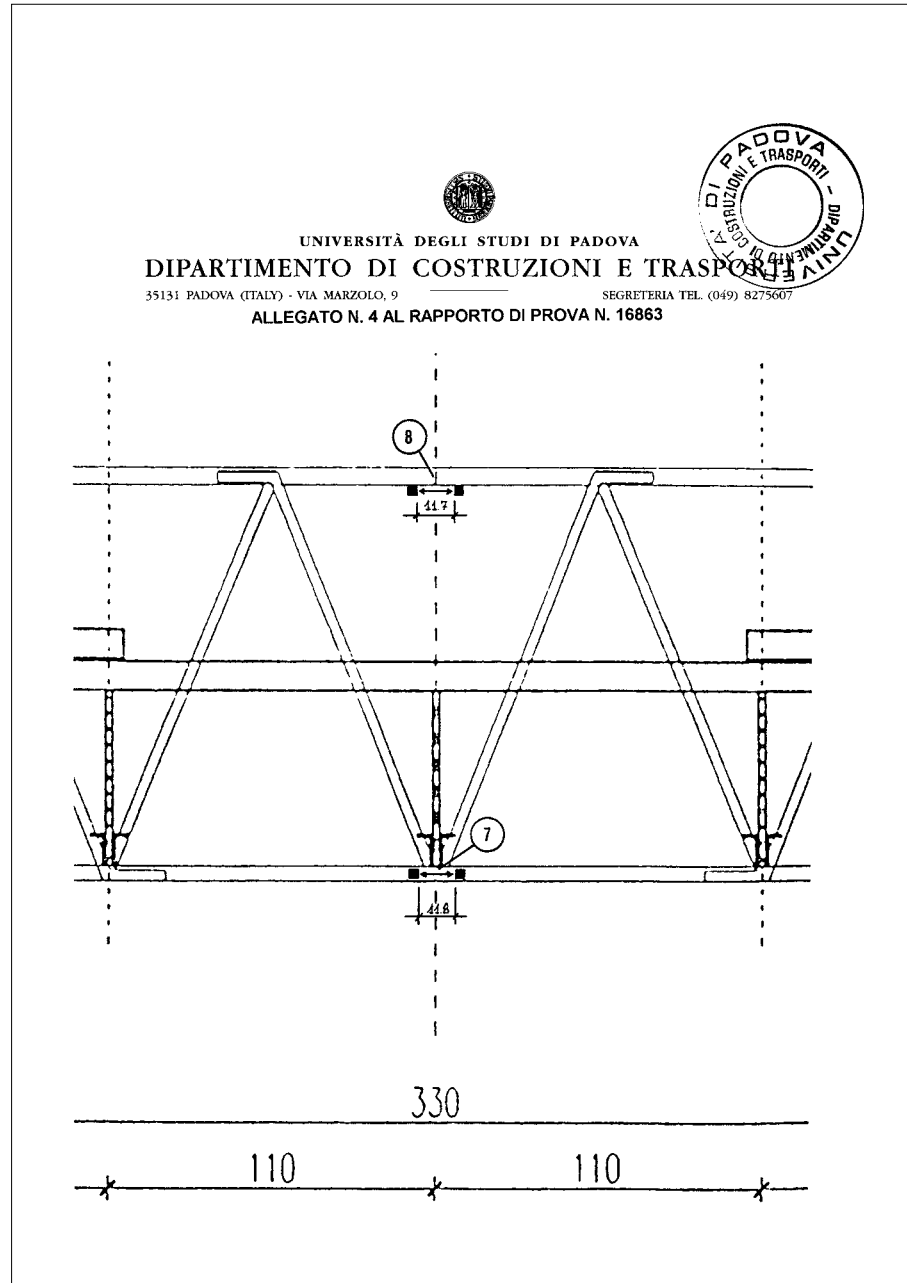


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
 DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
 35131 PADOVA (ITALY) - VIA MARZOLO, 9
 ALLEGATO N. 2 AL RAPPORTO DI PROVA N. 16863




SEZIONE TIPO





12. Ricerca e sviluppo

12.2.2. Rapporto tecnico Trave REP® n° 831/TV del 28.06.2001 stabilimento Tecnostrutture srl di Noventa di Piave

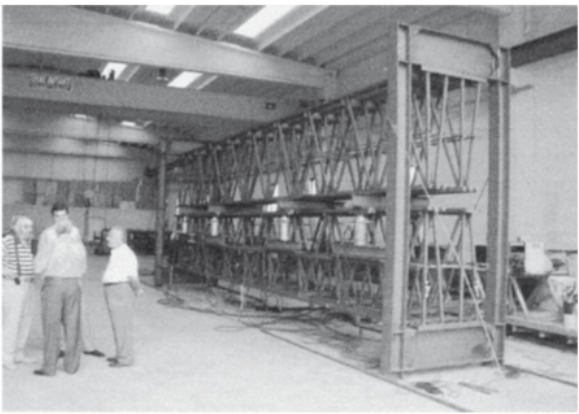


COPIA

RAPPORTO TECNICO
PROVA DI CARICO SU TRAVE METALLICA REP
PRESSO
STABILIMENTO TECNOSTRUTTURE SRL
IN VIA MEUCCIA A NOVENTA DI PIAVE (VE)
Committente : Tecnostrutture Srl

Prova n. 831 / TV
28 Giugno 2001

Relatore: **Dott. Dario Altinier**



Trave metallica REP oggetto della prova

RIF.: 831/TV, doc Orsago (TV), 6 Luglio 2001

BOLZANO Tel. 0471/910220 Fax 0471/911924 E-mail: quattro@em.it www.4em.it	BEIRAMMO Tel. 052/342252	GENOVA Tel. 010/586105	PALEGGIA Tel. 049/8020707	VERONA Tel. 0445/881880
BOLZANO Tel. 0471/910220 Fax 0471/911924 E-mail: quattro@em.it www.4em.it	MILANO Tel. 02/40002545	PALERMO Tel. 091/8703620	TREVISO Tel. 0438/095108	
CAGLIARI Tel. 070/490732	MODENA Tel. 059/290560	PIACENZA Tel. 0521/755840	VERONA Tel. 045/8004278	
CUNEO Tel. 031/306583	NOVARA Tel. 0321/804873	ROMA Tel. 06/8297447		

PER LEVA, P.C.E. 11 210700 120712 - test 100, 120, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200, 210, 220, 230, 240, 250, 260, 270, 280, 290, 300, 310, 320, 330, 340, 350, 360, 370, 380, 390, 400, 410, 420, 430, 440, 450, 460, 470, 480, 490, 500, 510, 520, 530, 540, 550, 560, 570, 580, 590, 600, 610, 620, 630, 640, 650, 660, 670, 680, 690, 700, 710, 720, 730, 740, 750, 760, 770, 780, 790, 800, 810, 820, 830, 840, 850, 860, 870, 880, 890, 900, 910, 920, 930, 940, 950, 960, 970, 980, 990, 1000, 1010, 1020, 1030, 1040, 1050, 1060, 1070, 1080, 1090, 1100, 1110, 1120, 1130, 1140, 1150, 1160, 1170, 1180, 1190, 1200, 1210, 1220, 1230, 1240, 1250, 1260, 1270, 1280, 1290, 1300, 1310, 1320, 1330, 1340, 1350, 1360, 1370, 1380, 1390, 1400, 1410, 1420, 1430, 1440, 1450, 1460, 1470, 1480, 1490, 1500, 1510, 1520, 1530, 1540, 1550, 1560, 1570, 1580, 1590, 1600, 1610, 1620, 1630, 1640, 1650, 1660, 1670, 1680, 1690, 1700, 1710, 1720, 1730, 1740, 1750, 1760, 1770, 1780, 1790, 1800, 1810, 1820, 1830, 1840, 1850, 1860, 1870, 1880, 1890, 1900, 1910, 1920, 1930, 1940, 1950, 1960, 1970, 1980, 1990, 2000, 2010, 2020, 2030, 2040, 2050, 2060, 2070, 2080, 2090, 2100, 2110, 2120, 2130, 2140, 2150, 2160, 2170, 2180, 2190, 2200, 2210, 2220, 2230, 2240, 2250, 2260, 2270, 2280, 2290, 2300, 2310, 2320, 2330, 2340, 2350, 2360, 2370, 2380, 2390, 2400, 2410, 2420, 2430, 2440, 2450, 2460, 2470, 2480, 2490, 2500, 2510, 2520, 2530, 2540, 2550, 2560, 2570, 2580, 2590, 2600, 2610, 2620, 2630, 2640, 2650, 2660, 2670, 2680, 2690, 2700, 2710, 2720, 2730, 2740, 2750, 2760, 2770, 2780, 2790, 2800, 2810, 2820, 2830, 2840, 2850, 2860, 2870, 2880, 2890, 2900, 2910, 2920, 2930, 2940, 2950, 2960, 2970, 2980, 2990, 3000, 3010, 3020, 3030, 3040, 3050, 3060, 3070, 3080, 3090, 3100, 3110, 3120, 3130, 3140, 3150, 3160, 3170, 3180, 3190, 3200, 3210, 3220, 3230, 3240, 3250, 3260, 3270, 3280, 3290, 3300, 3310, 3320, 3330, 3340, 3350, 3360, 3370, 3380, 3390, 3400, 3410, 3420, 3430, 3440, 3450, 3460, 3470, 3480, 3490, 3500, 3510, 3520, 3530, 3540, 3550, 3560, 3570, 3580, 3590, 3600, 3610, 3620, 3630, 3640, 3650, 3660, 3670, 3680, 3690, 3700, 3710, 3720, 3730, 3740, 3750, 3760, 3770, 3780, 3790, 3800, 3810, 3820, 3830, 3840, 3850, 3860, 3870, 3880, 3890, 3900, 3910, 3920, 3930, 3940, 3950, 3960, 3970, 3980, 3990, 4000, 4010, 4020, 4030, 4040, 4050, 4060, 4070, 4080, 4090, 4100, 4110, 4120, 4130, 4140, 4150, 4160, 4170, 4180, 4190, 4200, 4210, 4220, 4230, 4240, 4250, 4260, 4270, 4280, 4290, 4300, 4310, 4320, 4330, 4340, 4350, 4360, 4370, 4380, 4390, 4400, 4410, 4420, 4430, 4440, 4450, 4460, 4470, 4480, 4490, 4500, 4510, 4520, 4530, 4540, 4550, 4560, 4570, 4580, 4590, 4600, 4610, 4620, 4630, 4640, 4650, 4660, 4670, 4680, 4690, 4700, 4710, 4720, 4730, 4740, 4750, 4760, 4770, 4780, 4790, 4800, 4810, 4820, 4830, 4840, 4850, 4860, 4870, 4880, 4890, 4900, 4910, 4920, 4930, 4940, 4950, 4960, 4970, 4980, 4990, 5000, 5010, 5020, 5030, 5040, 5050, 5060, 5070, 5080, 5090, 5100, 5110, 5120, 5130, 5140, 5150, 5160, 5170, 5180, 5190, 5200, 5210, 5220, 5230, 5240, 5250, 5260, 5270, 5280, 5290, 5300, 5310, 5320, 5330, 5340, 5350, 5360, 5370, 5380, 5390, 5400, 5410, 5420, 5430, 5440, 5450, 5460, 5470, 5480, 5490, 5500, 5510, 5520, 5530, 5540, 5550, 5560, 5570, 5580, 5590, 5600, 5610, 5620, 5630, 5640, 5650, 5660, 5670, 5680, 5690, 5700, 5710, 5720, 5730, 5740, 5750, 5760, 5770, 5780, 5790, 5800, 5810, 5820, 5830, 5840, 5850, 5860, 5870, 5880, 5890, 5900, 5910, 5920, 5930, 5940, 5950, 5960, 5970, 5980, 5990, 6000, 6010, 6020, 6030, 6040, 6050, 6060, 6070, 6080, 6090, 6100, 6110, 6120, 6130, 6140, 6150, 6160, 6170, 6180, 6190, 6200, 6210, 6220, 6230, 6240, 6250, 6260, 6270, 6280, 6290, 6300, 6310, 6320, 6330, 6340, 6350, 6360, 6370, 6380, 6390, 6400, 6410, 6420, 6430, 6440, 6450, 6460, 6470, 6480, 6490, 6500, 6510, 6520, 6530, 6540, 6550, 6560, 6570, 6580, 6590, 6600, 6610, 6620, 6630, 6640, 6650, 6660, 6670, 6680, 6690, 6700, 6710, 6720, 6730, 6740, 6750, 6760, 6770, 6780, 6790, 6800, 6810, 6820, 6830, 6840, 6850, 6860, 6870, 6880, 6890, 6900, 6910, 6920, 6930, 6940, 6950, 6960, 6970, 6980, 6990, 7000, 7010, 7020, 7030, 7040, 7050, 7060, 7070, 7080, 7090, 7100, 7110, 7120, 7130, 7140, 7150, 7160, 7170, 7180, 7190, 7200, 7210, 7220, 7230, 7240, 7250, 7260, 7270, 7280, 7290, 7300, 7310, 7320, 7330, 7340, 7350, 7360, 7370, 7380, 7390, 7400, 7410, 7420, 7430, 7440, 7450, 7460, 7470, 7480, 7490, 7500, 7510, 7520, 7530, 7540, 7550, 7560, 7570, 7580, 7590, 7600, 7610, 7620, 7630, 7640, 7650, 7660, 7670, 7680, 7690, 7700, 7710, 7720, 7730, 7740, 7750, 7760, 7770, 7780, 7790, 7800, 7810, 7820, 7830, 7840, 7850, 7860, 7870, 7880, 7890, 7900, 7910, 7920, 7930, 7940, 7950, 7960, 7970, 7980, 7990, 8000, 8010, 8020, 8030, 8040, 8050, 8060, 8070, 8080, 8090, 8100, 8110, 8120, 8130, 8140, 8150, 8160, 8170, 8180, 8190, 8200, 8210, 8220, 8230, 8240, 8250, 8260, 8270, 8280, 8290, 8300, 8310, 8320, 8330, 8340, 8350, 8360, 8370, 8380, 8390, 8400, 8410, 8420, 8430, 8440, 8450, 8460, 8470, 8480, 8490, 8500, 8510, 8520, 8530, 8540, 8550, 8560, 8570, 8580, 8590, 8600, 8610, 8620, 8630, 8640, 8650, 8660, 8670, 8680, 8690, 8700, 8710, 8720, 8730, 8740, 8750, 8760, 8770, 8780, 8790, 8800, 8810, 8820, 8830, 8840, 8850, 8860, 8870, 8880, 8890, 8900, 8910, 8920, 8930, 8940, 8950, 8960, 8970, 8980, 8990, 9000, 9010, 9020, 9030, 9040, 9050, 9060, 9070, 9080, 9090, 9100, 9110, 9120, 9130, 9140, 9150, 9160, 9170, 9180, 9190, 9200, 9210, 9220, 9230, 9240, 9250, 9260, 9270, 9280, 9290, 9300, 9310, 9320, 9330, 9340, 9350, 9360, 9370, 9380, 9390, 9400, 9410, 9420, 9430, 9440, 9450, 9460, 9470, 9480, 9490, 9500, 9510, 9520, 9530, 9540, 9550, 9560, 9570, 9580, 9590, 9600, 9610, 9620, 9630, 9640, 9650, 9660, 9670, 9680, 9690, 9700, 9710, 9720, 9730, 9740, 9750, 9760, 9770, 9780, 9790, 9800, 9810, 9820, 9830, 9840, 9850, 9860, 9870, 9880, 9890, 9900, 9910, 9920, 9930, 9940, 9950, 9960, 9970, 9980, 9990, 10000.

INDICE

1. PREMESSA	pag. 3
2. STRUTTURA OGGETTO DELLA PROVA	pag. 3
2. DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE	pag. 3
3. PROVE DI VERIFICA	pag. 4
4. APPLICAZIONE DEL CARICO	pag. 5-6
5. MISURE DI TENSIONE	pag. 6-7
6. DISPOSIZIONE DEI SENSORI E RISULTATI DELLE PROVE	pag. 7-8

ALLEGATI:

- 01) piante ubicazione prove
- 02) tabelle interpretative dei risultati
- 03) tabulati originali della prova
- 04) documentazione fotografica (09 foto)

Prova di carico su trave metallica REP a Noventa di Piave (VE) - pag. 2

1. PREMESSA

La Società *4 EMME SERVICE S.p.A.*, specializzata in indagini sperimentali in sito su strutture, è stata incaricata dalla *Tecnostrutture S.r.l.*, di effettuare una prova di carico di verifica su un prototipo di *trave metallica REP*, presso lo Stabilimento Tecnostrutture, sito in *Via Meucci n° 26 a Noventa di Piave (VE)*.

Le modalità di esecuzione della prova (fasi e tempi di carico), il numero di forze e l'entità dei carichi nonché la disposizione delle attrezzature e degli strumenti di misura, sono state preventivamente concordate con il Progettista Ing. Salvatore Leoni e con il Direttore della Tecnostrutture Ing. Massimo Bozzo.

La prova è stata eseguita il giorno **28 giugno 2001**.

Erano presenti alla prova :

- Ing. Salvatore Leoni	Progettista travi REP
- Prof. Stefano Odorizzi	Per Cantine Nosio S.p.a.
- Prof. Paolo Mazzalai	Dir. Lavori Cantiere Cantine Nosio
- Ing. Gelmi	Direttore Tecnico
- Ing. Riccardo Ferroni	Laboratorio Dipartimento di Costruzioni e Trasporti Università di Padova
- Ing. Massimo Bozzo	Direttore Stabilimento Tecnostrutture S.r.l
- Sig. Franco Daniele	Resp. Commerciale Tecnostrutture S.r.l.

e il personale *4 EMME Service S.p.A.* :

- Dott. Dario Altinier	Direttore del Centro di Treviso
- Geom. Fabrizio Cisera	Tecnico Specializzato
- Geom. Davide Morello	Tecnico Specializzato

2. STRUTTURA OGGETTO DELLA PROVA

La prova di carico è stata eseguita su una trave metallica REP (prototipo) avente luce 10.10 m., con $B = 1.00$ m. e $H_{Tralic.} = 1.42$ m. .

Trave di carpenteria metallica in Fe510C .

Vedi foto in allegato 04 .

Prova di carico su trave metallica REP a Noventa di Piave (VE) - pag. 3

3. DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE

3.1 COLLAUDATORE GS03

E' un'apparecchiatura costituita da:

- A - sensori elettronici;
- B - unità di comando e di registrazione delle deformazioni.

Essa consente di acquisire e registrare su carta, sotto forma di stampato, l'andamento delle frecce nei diversi punti di misura .

Le misure delle deformazioni vengono effettuate mediante l'impiego di trasduttori differenziali .

3.2 TRASDUTTORI DIFFERENZIALI (C)

Sono dei trasduttori elettronici induttivi che vengono montati su apposite aste telescopiche .

La precisione dei trasduttori impiegati varia in funzione di caratteristiche quali la linearità, la stabilità elettrica, la ripetibilità del segnale ; nel suo insieme si può sintetizzare un valore percentuale di errore pari allo 0,4 % .

Nel caso specifico sono stati utilizzati n° 10 trasduttori , di cui 06 per le misure di spostamenti verticali in mezzeria e agli appoggi della trave , e 04 per le misure di tensione su aste e correnti .

I sensori sono stati installati nelle posizioni indicate dal Progettista Ing. Salvatore Leoni (vedi schemi in all.01) .

3.3 CELLA DI CARICO DIGITALE

E' uno strumento a funzionamento estensimetrico con visualizzazione digitale, separato dal Collaudatore GS03, costituito da un cilindro d'acciaio elastico sulla cui superficie è applicata una serie di strain-gages che consente la rilevazione dell'allungamento unitario e quindi il calcolo della tensione T e da questa, nota la sezione, il valore della forza applicata.

La cella è stata installata direttamente tra lo stelo di uno dei pistoni e una putrella di contrasto, consentendo così una lettura accurata della forza.

Essendo tutti i pistoni di eguale sezione e collegati in parallelo, la forza applicata risulta la stessa su tutti i martinetti collegati .

La cella di carico ha un fondo scala di 150.000 daN.

Prova di carico su trave metallica REP a Noventa di Piave (VE) - pag. 4

4. PROVE DI VERIFICA

Le prove di verifica hanno lo scopo di valutare la capacità portante delle strutture in esame in base al carico di progetto .

La tecnica consiste nell'applicare il carico gradualmente ed in maniera crescente e nel rilevare, contemporaneamente ed in modo continuo, le frecce in diversi punti; tali valori registrati su carta sotto forma di tabulati o diagrammi , costituiscono gli originali delle prove.

Le tabelle in allegato 02 riportano i dati rilevati durante l'esecuzione delle prove.

Tutti i dati relativi alle prove sono ricavati dagli stampati originali riportati in allegato 03 .

5. APPLICAZIONE DEL CARICO

Il carico è stato applicato utilizzando n°08 martinetti a spinta dello stesso tipo aventi le seguenti caratteristiche :

Sezione a spinta : 153,9 ;
Diametro dello stelo : 100 mm. ;
Corsa : 150 mm. .

Tutti i martinetti sono stati collegati in parallelo ai tubi di uscita della centralina oleodinamica ; pertanto la pressione e la forza applicata risultano le stesse su ciascun martinetto .

Il carico complessivo applicato si ottiene pertanto moltiplicando la forza registrata dal digitale della cella per il n° di martinetti collegati .

La prova è stata eseguita realizzando due diverse condizioni di carico :

Fase A :

Carico simmetrico della trave REP con 4+4 martinetti disposti come in figura e carico distribuito teorico pari a (Pp SOLAIO RAP + soletta CIs) x 11.00 + ΔPp TRAVE REP + 100 kg./m = 1100 x 11.00 + 4100 + 100 = 16300 kg./m.

Condizione realizzata mediante n°08 carichi P₂ :

$$P_2 = 16300 \times 10.10 / 8 = 20580 \text{ Kg.}$$

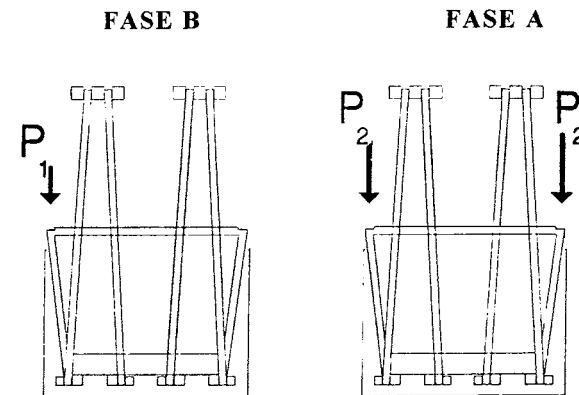
Prova di carico su trave metallica REP a Noventa di Piave (VE) - pag. 5

Fase B :

Carico asimmetrico sul lato sx della trave REP con 4 martinetti e carico teorico pari a (Pp SOLAIO RAP x 11.00 / 2) + 100 kg/m = 560 x 11.00 / 2 + 100 = 3180 kg/m .

Condizione realizzata mediante 4 carichi P₁ :

$$P_1 = 3180 \times 10.10 / 4 = 8030 \text{ kg.}$$



6. MISURE DI TENSIONE

Per la misura delle tensioni sono stati utilizzati n°04 sensori differenziali millesimali di tipo XC/1 , aventi le seguenti basi di misura :

CH. 7 : 117 millimetri ; CH. 8 : 118 millimetri ;
CH.11 : 130 millimetri ; CH.12 : 130 millimetri .

Dalla legge di Hooke: $\sigma = E \cdot \epsilon = E \cdot dL/L$ dove:

σ	[daN/cm ²]	è la tensione da misurare;
E	[daN/cm ²]	è il modulo di Young;
dL	[mm/1000]	è l'allungamento relativo;
L	[mm]	è la base di misura.

Prova di carico su trave metallica REP a Noventa di Piave (VE) - pag. 6

ponendo (per l'acciaio) $E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$

si ottiene

$$\sigma = 2.100.000 \cdot dL/L$$

Esempio : Per i sensori CH.11 e CH.12 con base di misura 130 mm . , esprimendo dL in millesimi di millimetro si ha che:

$$\sigma = 16.154 \cdot dL \text{ (daN/cm}^2 \text{)}$$

pertanto , quando il trasduttore rileva la misura di un millimetro di millimetro significa che la struttura è sottoposta alla tensione di 16.154 daN/cm².

7. DISPOSIZIONE DEI SENSORI E RISULTATI DELLA PROVA

Prova 831/TV (Fasi A e B) :

SENSORI DIFFERENZIALI (SPOSTAMENTI VERTICALI) :

- Appoggio 1 – sx.	canale CH. 1
- Appoggio 1 – dx.	canale CH. 2
- Mezzeria sx.	canale CH. 5
- Mezzeria dx.	canale CH. 6
- Appoggio 2 – sx.	canale CH. 3
- Appoggio 2 – dx.	canale CH. 4

Misure sui correnti inferiori .

MISURE DI TENSIONE SULLE ASTE

Appoggio 1 – montante esterno sx.	canale CH. 11
Appoggio 1 – montante esterno dx.	canale CH. 12
Mezzeria corrente inferiore dx. (laterale)	canale CH. 7
Mezzeria corrente superiore dx.(lembo inferiore)	canale CH. 8

Vedi schemi disposizione sensori in allegato 01 e foto in allegato 04 .

FASE A : carico simmetrico della trave con 4+4 martinetti .

Carico massimo per martinetto: 20.6 ton.
Carico complessivo (4+4 martinetti): 164.8 ton.

RISULTATI (misure al carico massimo) :

Cedimento in mezzeria (CH. 5) : 14.98 mm.
Cedimento in mezzeria (CH. 6) : 15.03 mm.
Cedimento medio appoggio 1 (CH.1-2) : 0.86 mm.
Cedimento medio appoggio 2 (CH.3-4) : 0.99 mm.

Freccia residua allo scarico (CH. 5) : 0.18 mm.
Freccia residua allo scarico (CH. 6) : 0.21 mm.

Tensioni in mezzeria - CH. 7: 826 Kg./cm² (trazione)
- CH. 8: 480 Kg./cm² (compressione)
Tensioni all'appoggio - CH.11: 2261 Kg./cm² (compressione)
- CH.12: 2261 Kg./cm² (compressione)

FASE B : carico asimmetrico della trave con 4 martinetti (lato dx).

Carico massimo per martinetto: 8.05 ton.
Carico complessivo (4+4 martinetti): 32.20 ton.

RISULTATI (misure al carico massimo) :

Cedimento in mezzeria sx. (CH. 5) : - 1.63 mm.
Cedimento in mezzeria dx. (CH. 6) : 6.99 mm.
Cedimento medio appoggi sx. (CH.1-3) ... : - 0.69 mm.
Cedimento medio appoggi dx. (CH.2-4) : 0.50 mm.

Freccia residua allo scarico (CH. 5) : - 0.10 mm.
Freccia residua allo scarico (CH. 6) : 0.07 mm.

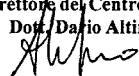
Tensioni in mezzeria - CH. 7: 269 Kg./cm² (trazione)
- CH. 8: 231 Kg./cm² (compressione)
Tensioni all'appoggio - CH.11: 0 Kg./cm²
- CH.12: 1276 Kg./cm² (compressione)

(Vedasi tabella riassuntiva dei risultati in allegato 02)

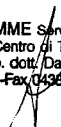
La Società si assume la responsabilità per la precisione delle misure effettuate , e per la taratura della cella di carico e dei sensori utilizzati .
L'elaborazione dei dati rappresenta invece un sussidio da verificare ed approvare da parte del Collaudatore o del Tecnico incaricato .

Orsago (TV) , 09 luglio 2001

Per il Dir. della **4 EMME S.p.A.**
Ing. Settimo Martinello
Il Direttore del Centro di Treviso
Dott. Dario Altinier



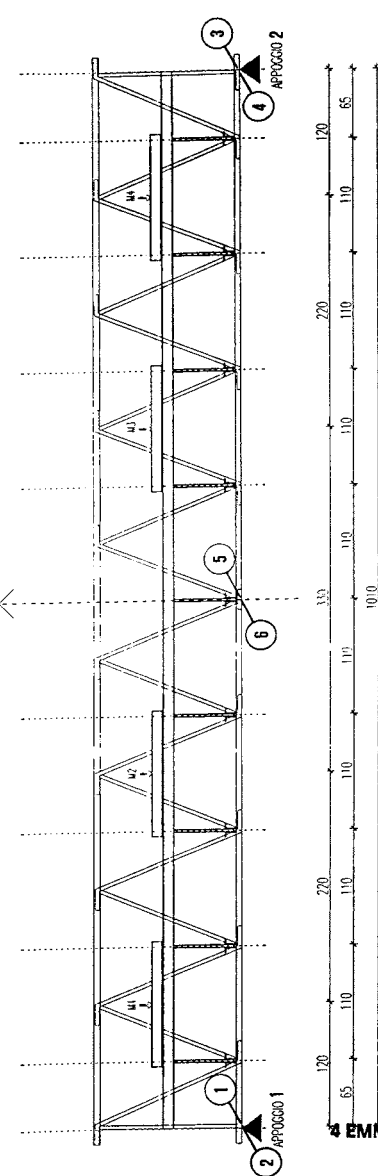
4 EMME Service S.p.a.
Centro di Treviso
Resp. dott. Dario Altinier
Tel.-Fax 0422 930200



Prova di carico su trave metallica REP a Noventa di Piave (VE) - pag. 9

PROVA 831/TV : DISPOSIZIONE SENSORI

SCHEMA STATICO
POSIZIONAMENTO MARTINETTI



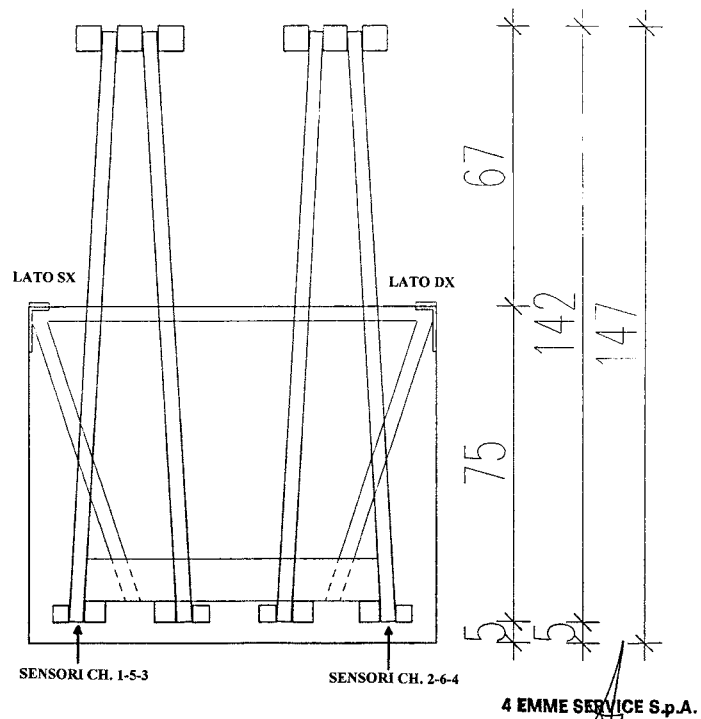
ALLEGATO N° 01

4 EMME SERVICE C

ALLEGATO N° 01

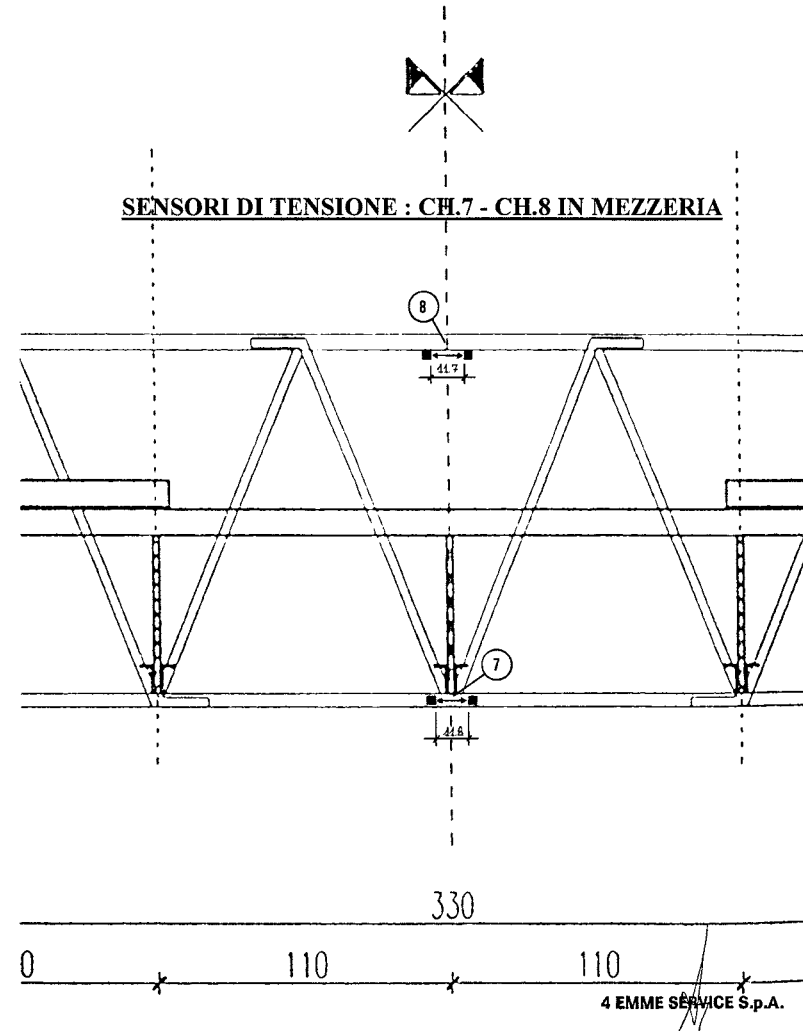
PROVA 831/TV A-B : DISPOSIZIONE DEI SENSORI

SEZIONE TIPO



ALLEGATO N° 01

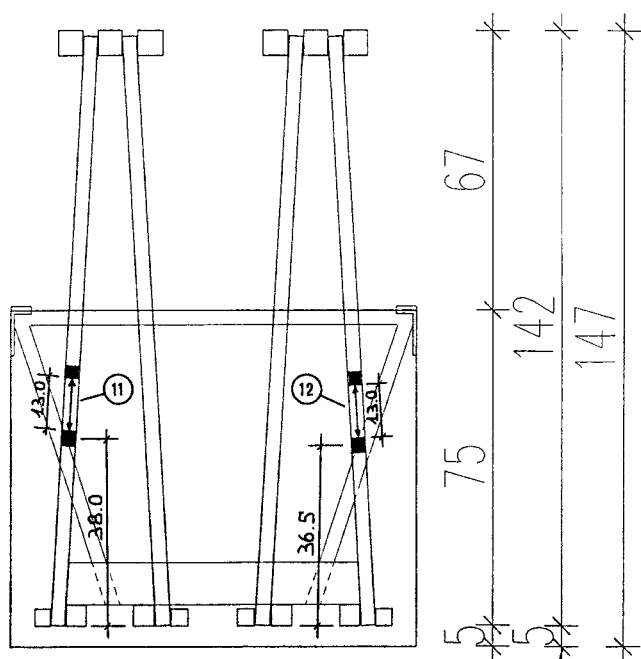
SENSORI DI TENSIONE : CH.7 - CH.8 IN MEZZERIA



ALLEGATO N° 01

SENSORI DI TENSIONE : CH.11 - CH.12

SEZIONE TIPO



4 EMME SERVICE S.p.A.

ALLEGATO N° 02



TABELLA RIASSUNTIVA DEI RISULTATI

PROVA 831/TV

CARICO SIMMETRICO DELLA TRAVE CON 4+4 MARTINETTI

SPOSTAMENTI VERTICALI IN MILLIMETRI

CARICO	S E N S O R I						TIME	
	Kg./mart.	CH.1	CH.2	CH.3	CH.4	CH.5		CH.6
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11:24
2000	0.14	0.34	0.29	0.21	1.61	1.57		11:29
4000	0.24	0.44	0.39	0.37	3.20	3.06		11:32
6000	0.34	0.49	0.48	0.53	4.64	4.58		11:34
8000	0.43	0.51	0.57	0.61	6.04	6.04		11:37
10000	0.52	0.56	0.64	0.66	7.46	7.49		11:40
12000	0.57	0.60	0.70	0.73	8.81	8.85		11:43
14000	0.64	0.65	0.78	0.79	10.22	10.27		11:46
16000	0.71	0.70	0.84	0.83	11.61	11.67		11:48
18000	0.76	0.75	0.91	0.90	13.07	13.11		11:51
20000	0.85	0.81	0.98	0.97	14.54	14.58		11:54
20600	0.88	0.83	0.99	0.98	14.98	15.01		11:57
20600	0.88	0.83	0.99	0.98	14.98	15.03		12:07
16000	0.75	0.78	0.92	0.93	11.95	11.88		12:09
12000	0.63	0.69	0.80	0.82	9.10	9.10		12:11
8000	0.50	0.61	0.66	0.67	6.21	6.26		12:12
4000	0.30	0.50	0.46	0.43	3.23	3.34		12:14
Scarico	0.05	0.09	0.03	0.07	0.18	0.21		12:19

Vedi posizione dei carichi e dei sensori negli schemi in allegato 01 .

4 EMME SERVICE S.p.A.

ALLEGATO N° 02



MISURE DI TENSIONE

CARICO	S E N S O R I								TIME
	CH. 7		CH. 8		CH. 11		CH. 12		
Kg./mart.	mm.	Kg/cm ²	mm.	Kg/cm ²	mm.	Kg/cm ²	mm.	Kg/cm ²	
0	0.000	0	0.000	0	0.00	0	0.00	0	11:24
2000	-0.002	-36	+0.001	+18	-	-	+0.02	+323	11:29
4000	-0.005	-90	+0.002	+36	-	-	+0.03	+485	11:32
6000	-0.009	-162	+0.005	+89	+0.04	+646	+0.04	+646	11:34
8000	-0.011	-197	+0.004	+71	+0.05	+808	+0.06	+969	11:37
10000	-0.019	-341	+0.011	+196	+0.06	+969	+0.07	+1131	11:40
12000	-0.023	-413	+0.012	+214	+0.07	+1131	+0.08	+1292	11:43
14000	-0.024	-431	+0.012	+214	+0.07	+1131	+0.09	+1454	11:46
16000	-0.029	-520	+0.015	+267	+0.08	+1292	+0.10	+1615	11:48
18000	-0.034	-610	+0.017	+305	+0.10	+1615	+0.12	+1938	11:51
20000	-0.042	-754	+0.022	+392	+0.13	+2100	+0.14	+2261	11:54
20600	-0.044	-790	+0.024	+427	+0.14	+2261	+0.14	+2261	11:57
20600	-0.046	-826	+0.027	+480	+0.14	+2261	+0.14	+2261	12:07
16000	-0.039	-700	+0.022	+392	+0.12	+1938	+0.10	+1615	12:09
12000	-0.025	-449	+0.012	+214	+0.12	+1938	+0.10	+1615	12:11
8000	-0.021	-377	+0.013	+231	+0.09	+1454	+0.08	+1292	12:12
4000	-0.006	-108	+0.001	+18	+0.07	+1131	+0.06	+969	12:14
Scarico	+0.003	+54	-0.003	-54	+0.05	+808	+0.02	+323	12:19

N.B. Il segno negativo indica una trazione e il segno positivo una compressione .

Vedi posizione dei carichi e dei sensori negli schemi in allegato 01 .

4 EMME SERVICE S.p.A.

ALLEGATO N° 02



TABELLA RIASSUNTIVA DEI RISULTATI
CARICO ASIMMETRICO DELLA TRAVE CON 4 MARTINETTI

SPOSTAMENTI VERTICALI IN MILLIMETRI

CARICO	S E N S O R I						TIME
	CH.1	CH.2	CH.3	CH.4	CH.5	CH.6	
Kg./mart.							
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12:39
2000	-0.16	0.36	-0.24	0.27	-0.57	1.88	12:42
4000	-0.36	0.40	-0.47	0.47	-1.16	3.72	12:45
6000	-0.49	0.40	-0.68	0.54	-1.46	5.38	12:49
8050	-0.59	0.42	-0.79	0.58	-1.63	6.99	12:54
6000	-0.51	0.42	-0.72	0.56	-1.59	5.44	12:57
4000	-0.42	0.41	-0.59	0.49	-1.38	3.80	12:59
2000	-0.23	0.40	-0.36	0.28	-0.91	2.01	13:02
Scarico	-0.03	0.04	-0.03	0.00	-0.10	0.07	13:04

4 EMME SERVICE S.p.A.

ALLEGATO N° 02



TABELLA RIASSUNTIVA DEI RISULTATI
 CARICO ASIMMETRICO DELLA TRAVE CON 4 MARTINETTI

MISURE DI TENSIONE

CARICO	S E N S O R I								TIME
	CH. 7		CH. 8		CH. 11		CH. 12		
Kg./mart.	mm.	Kg/cm ²	mm.	Kg/cm ²	mm.	Kg/cm ²	mm.	Kg/cm ²	H:min
0	0,000	0	0,000	0	0,000	0	0,000	0	12:39
2000	-0,002	- 36	+0,005	+ 89	0,000	-	+0,024	+ 388	12:42
4000	-0,006	- 108	+0,008	+ 142	0,000	-	+0,045	+ 727	12:45
6000	-0,009	- 162	+0,009	+ 160	0,000	-	+0,061	+ 985	12:49
8050	-0,015	- 269	+0,013	+ 231	0,000	-	+0,079	+ 1276	12:54
6000	-0,015	- 269	+0,010	+ 178	0,000	-	+0,066	+ 1066	12:57
4000	-0,013	- 233	+0,009	+ 160	0,000	-	+0,050	+ 808	12:59
2000	-0,008	- 144	+0,008	+ 142	0,000	-	+0,026	+ 420	13:02
Scarico	0,000	0	+0,001	+ 18	0,000	-	0,000	0	13:04

4 EMME SERVICE S.p.A.

4 EMME S.p.a. Prova N° 831 / TV Fase A Data: 28-06-2001 ALLEGATO N° 03

F (KN)	CH. 1	CH. 2	CH. 3	CH. 4	CH. 5	CH. 6	CH. 7	CH. 8	TIME	
1	0.0	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.01	0.00	-0.001	0.000	11:2
2	0.0	0.14	0.34	0.29	0.21	1.61	1.57	-0.002	0.001	11:2
3	0.0	0.24	0.44	0.39	0.37	3.20	3.06	-0.005	0.002	11:3
4	0.0	0.34	0.49	0.48	0.53	4.64	4.58	-0.009	0.005	11:3
5	0.0	0.43	0.51	0.57	0.61	6.04	6.04	-0.011	0.004	11:3
6	0.0	0.52	0.56	0.64	0.66	7.46	7.49	-0.019	0.011	11:4
7	0.0	0.57	0.60	0.70	0.73	8.81	8.85	-0.023	0.012	11:4
8	0.0	0.64	0.65	0.78	0.79	10.22	10.27	-0.024	0.012	11:4
9	0.0	0.71	0.70	0.84	0.83	11.61	11.67	-0.024	0.015	11:4
10	0.0	0.76	0.75	0.91	0.90	13.07	13.11	-0.034	0.017	11:5
11	0.0	0.85	0.81	0.98	0.97	14.54	14.58	-0.042	0.022	11:5
12	0.0	0.88	0.83	0.99	0.98	14.98	15.01	-0.044	0.024	11:5
13	0.0	0.88	0.83	0.99	0.98	14.98	15.03	-0.046	0.027	12:0
14	0.0	0.75	0.78	0.92	0.93	11.95	11.88	-0.039	0.022	12:0
15	0.0	0.63	0.69	0.80	0.82	9.10	9.10	-0.025	0.012	12:1
16	0.0	0.50	0.61	0.66	0.67	6.21	6.26	-0.021	0.013	12:1
17	0.0	0.30	0.50	0.46	0.43	3.23	3.34	-0.006	0.001	12:1
18	0.0	0.05	0.09	0.03	0.07	0.18	0.21	0.003	-0.003	12:1

4 EMME S.p.a. Prova N° 831 / TV Fase A Data: 28-06-2001

F (KN)	CH. 9	CH. 11	CH. 12	TIME	
1	0.0	0.000	0.00	0.00	11:24
2	0.0	0.007	0.00	0.02	11:29
3	0.0	0.013	0.00	0.03	11:32
4	0.0	0.021	0.04	0.04	11:34
5	0.0	0.025	0.05	0.06	11:37
6	0.0	0.030	0.06	0.07	11:40
7	0.0	0.038	0.07	0.08	11:43
8	0.0	0.044	0.07	0.09	11:46
9	0.0	0.051	0.08	0.10	11:48
10	0.0	0.058	0.10	0.12	11:51
11	0.0	0.067	0.13	0.14	11:54
12	0.0	0.067	0.14	0.14	11:57
13	0.0	0.067	0.14	0.14	12:07
14	0.0	0.055	0.12	0.11	12:09
15	0.0	0.041	0.12	0.10	12:11
16	0.0	0.028	0.09	0.08	12:12
17	0.0	0.016	0.07	0.06	12:14
18	0.0	0.001	0.05	0.02	12:19

Stacy
Honzo Pappas
Wf dr
R. Fenon

Carico simmetrico della trave con 4+4 martinetti

$P1 \div P8 = 20600 \text{ Kg}$

4 EMME SERVICE S.p.A.

ALLEGATO N° 03



4 EMME S.p.a. Prova N° 831 / TV Fase B Data: 28-06-2001

F (KN)	CH. 1	CH. 2	CH. 3	CH. 4	CH. 5	CH. 6	CH. 7	CH. 8	TIME
1	36.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.001	12:31
1	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.001	12:31
2	0.0	-0.16	0.36	-0.24	0.27	-0.57	1.88	-0.002	12:41
3	0.0	-0.36	0.40	-0.47	0.47	-1.16	3.72	-0.006	12:41
4	0.0	-0.49	0.40	-0.68	0.54	-1.46	5.38	-0.009	12:41
5	0.0	-0.59	0.42	-0.79	0.58	-1.63	6.99	-0.015	12:51
6	0.0	-0.51	0.42	-0.72	0.56	-1.59	5.44	-0.015	12:51
7	0.0	-0.42	0.41	-0.59	0.49	-1.38	3.80	-0.013	12:51
8	0.0	-0.23	0.40	-0.36	0.28	-0.91	2.01	-0.008	13:01
9	0.0	-0.03	0.04	-0.03	0.00	-0.10	0.07	0.000	13:01

2ª Fase : Carico asimmetrico sul lato dx della trave
 P1 - P2 - P3 - P4 = 8050 Kg.

4 EMME S.p.a. Prova N° 831 / TV Fase B Data: 28-06-2001

F (KN)	CH. 9	CH. 11	CH. 12	TIME	
1	36.3	0.000	0.000	0.000	12:39
1	0.0	0.000	0.000	0.000	12:39
2	0.0	0.016	0.000	0.024	12:42
3	0.0	0.032	0.000	0.045	12:45
4	0.0	0.048	0.000	0.061	12:49
5	0.0	0.065	0.000	0.079	12:54
6	0.0	0.048	0.000	0.066	12:57
7	0.0	0.032	0.000	0.050	12:59
8	0.0	0.016	0.000	0.026	13:02
9	0.0	0.000	0.000	0.000	13:04

4 EMME SERVICE S.p.A.



ALLEGATO N° 03

CERTIFICATO DI TARATURA

N. 047/00

LABORATORIO 4 EMME SERVICE S.p.a - Bolzano

RICHIEDENTE: Centro 4 EMME di Treviso
 Via Brandolini, 2
 CORDIGNANO (TV)

DATA TARATURA: 19.02.2001

TIPO: 8 trasduttori con tastatore collegati ad acquiretore GS 03.
 Cella di carico collegata ad acquiretore GS 02C

NOTE: I risultati delle prove sono stati direttamente stampati dall'acquiretore.
 Gli stampati vengono allegati

RIASSUNTO DEI RISULTATI SUI FONDI SCALA

CODICE	CH1	CH2	CH3	CH4	CH5	CH6	CH7	CH8	CH9	CH10	CH11	CH12
fs (mm)	±4,5	±4,5	±4,5	±4,5	±22	±22					±4,5	±4,5
Valore negativo	-4,512	-4,509	-4,495	-4,494	-22,021	-22,017					-4,507	-4,502
Valore positivo	4,500	4,501	4,508	4,492	22,021	21,978					4,507	4,503

Tutti i trasduttori risultano avere un errore sulla linearità sempre inferiore allo 0,5%

RIASSUNTO DEL RISULTATO SUL FONDO SCALA

CODICE	FASE	DI	CARICO	FASE	DI	SCARICO
FORZA (KN)	0	50.0	100.0	50.0		0
CELLA (KN)	0	50.0	100.1	49.9		0

Le letture risultano avere un errore sulla linearità inferiore allo 0,5%

Il Responsabile delle tarature
 P. Flavio Debiasi
Flavio Debiasi

Il Direttore
 Ing. Settimo Martinello

Bolzano 19 II 2001

ALLEGATO 04

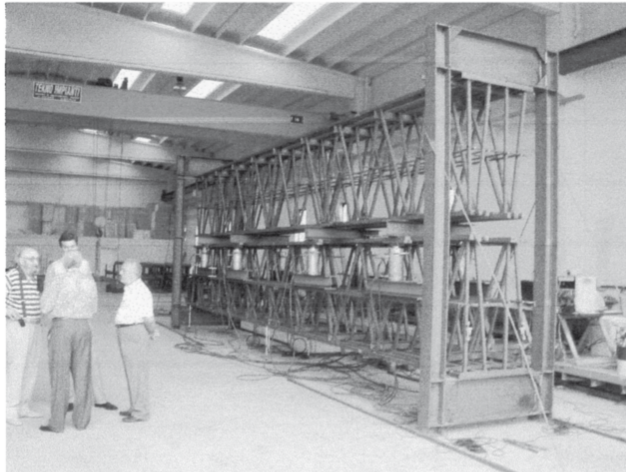


Foto 01 : Struttura oggetto della prova : trave metallica REP prototipo .

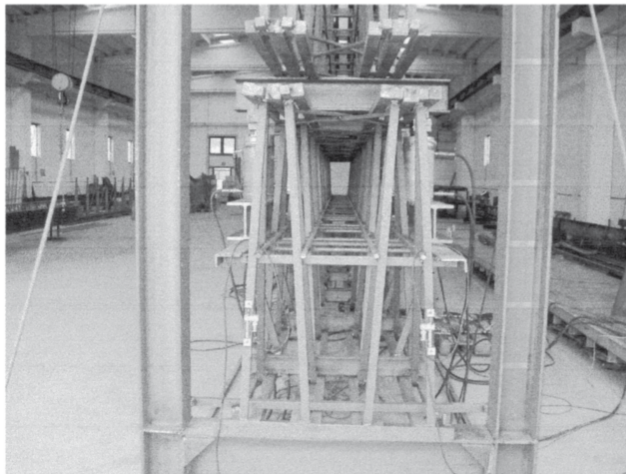


Foto 02 : Vista frontale della trave .

Prova 831/TV

ALLEGATO 04

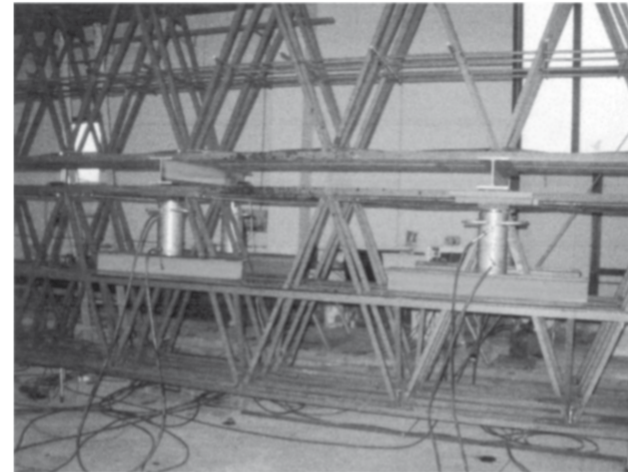


Foto 03 : Martinetti a spinta contrastati alla trave rovesciata .



Foto 04 : Martinetti a spinta e putrelle di ripartizione del carico .

Prova 831/TV

ALLEGATO 04

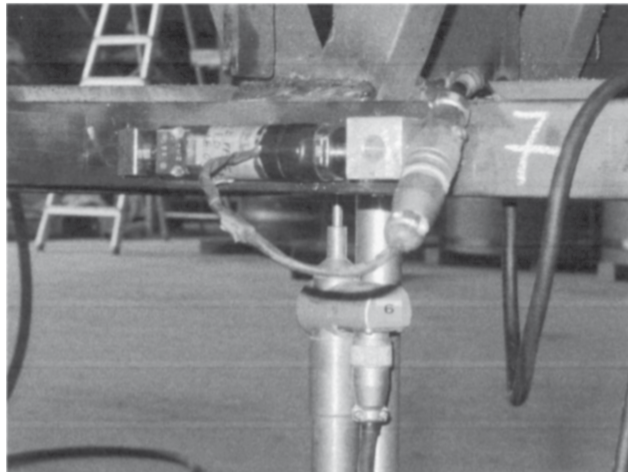


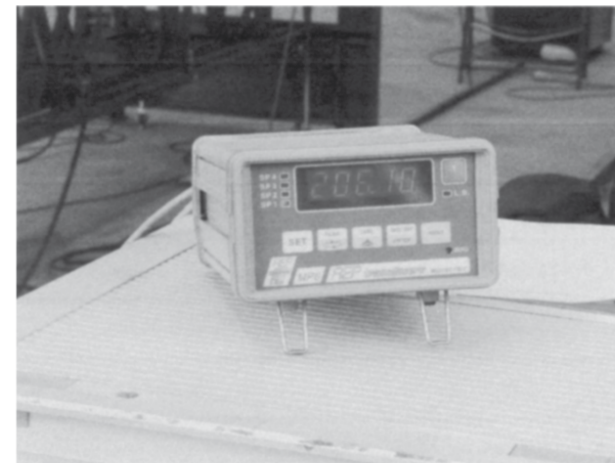
Foto 05 : Sensore differenziale (Ch.6) e sensore di tensione (Ch.7) in mezzeria.

Foto 06 : Sensori di tensione sui montanti esterni (Ch.11 e Ch.12).
Prova 831/TV

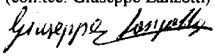

ALLEGATO 04



Foto 07 : Sensore di tensione (Ch.8) sul corrente superiore in mezzeria.

Foto 08 : Lettore digitale MP6 della cella di carico (20.61 ton./martinetto) .
Prova 831/TV

12.2.3. Rapporto di prova Trave REP® n° 2002271
 Dipartimento di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Napoli
 Federico II - Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture "A.Galli"

 <p>UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II" DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli" Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel. 081 7683336- Fax 081 7683332 E-mail: discoina@unina.it</p>	
<p>Pratica n. 2002271 Rapporto di prova n. 2002271 Documento R.P. 5/02/1</p>	<p>Data domanda 10/09/02 Data prova 08/10/02 Data certif. 12/10/02</p>
<p>RAPPORTO DI PROVA</p> <p>PROVA DI CARICO SU UNA TRAVE MISTA ACCIAIO – CALCESTRUZZO REALIZZATA CON DUE TRALICCI REP</p>	
<p>Le prove e la redazione del rapporto di prova vengono effettuate in ottemperanza alle norme UNI CEI EN ISO/IEC 17025. La legge vieta la copia non ufficiale del rapporto di prova e la sua parziale riproduzione, salvo approvazione scritta data da questo Laboratorio. Il presente rapporto viene fornito al richiedente in originale più una copia; un'ulteriore copia è conservata nell'archivio.</p>	
<p>RICHIEDENTE</p>	
<p>Prove chieste da: EDIS Elaborazione Dati per l'Ingegneria Strutturale. Lignano Sabbiadoro (UD). P.IVA 01673100309. C.F. 00879030161</p> <p>Con domanda del: 10.09.2002 riferita alle comunicazioni del 08/04/02 e 15/05/02</p> <p>Domanda pervenuta in laboratorio il: 10.09.2002</p> <p>Nella domanda si dichiara: Prove di carico su una trave mista acciaio-calcestruzzo, realizzata con due tralici REP posizionati alla massima distanza tra loro consentita dalle dimensioni della larghezza della trave, priva di staffatura. Condizione di carico fortemente eccentrico rispetto all'asse della trave.</p>	
<p>Lo Sperimentatore (coll.tec. Giuseppe Lanzotti) </p>	<p>Il Direttore del Laboratorio (prof.ing. Michele Brigante) </p>
<p>Il Direttore del Dipartimento (prof.ing. Alessandro Baratta) </p>	<p>Napoli, 12.10.2002</p>



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoina@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certif. 12/10/02

E' stato richiesto di sottoporre a prova una trave mista, realizzata con due tralici REP in acciaio, disposti parallelamente l'uno all'altro ed alla massima distanza possibile, nonché privi di qualsiasi armatura avente effetto di staffa o di cerchiatura ed annegati in nel getto di calcestruzzo.

In particolare è stato richiesto di applicare il carico di prova in maniera tale da avere la massima eccentricità possibile rispetto all'asse della trave, in modo da simulare un'azione prodotta – ad esempio – da un solaio posto da un solo lato della trave stessa, come avviene per le travi perimetrali di una costruzione civile.

Sono state programmate una serie di prove da eseguirsi su campioni con diversa tipologia di armatura e con diverse modalità di carico. Il presente rapporto di prova è riferito esclusivamente al primo campione realizzato.

La prova è stata eseguita all'interno del Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture "A. Galli", il giorno 8 ottobre 2002. L'elemento di prova è stato costruito completamente nel Laboratorio, utilizzando i tralici REP che sono stati inviati dal richiedente.

Il carico di prova, le modalità di applicazione e l'intensità dello stesso sono state concordate con l'ing. Salvatore Leone.

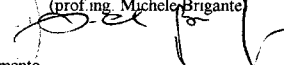
Fasi della prova:


1. Costruzione del campione di prova.
2. Controlli e misure del campione.
3. Preparazione della prova.
4. Applicazione del carico di prova.
5. Misure estensimetriche.

Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)



Napoli, 12.10.2002

Il Direttore del Laboratorio
 (prof.ing. Michele Brigante)


Il Direttore del Dipartimento
 (prof.ing. Alessandro Baratta)


2/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271

Rapporto di prova n. 2002271

Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02

Data prova 08/10/02

Data certificaz. 12/10/02

Attrezzature di prova:

Per l'applicazione dei carichi sono stati utilizzati n.° 3 martinetti da 25 t, marca PREBETON CAVI, Tipo D.S.A. in dotazione a questo Laboratorio. Il carico è stato simultaneamente dato ai martinetti per il tramite di un'unica pompa dotata di quadrante di lettura dei carichi stessi.

Per la misura dei carichi si è fatto riferimento al quadrante della pompa (*Raripress* da 700 BAR). Preventivamente è stata eseguita una taratura del sistema al fine di avere verifica dei valori dei carichi applicati.

Per la misure estensimetriche sono stati utilizzati appositi estensimetri STRAIN GAGES CEA 06-062 UW 120 prodotti dalla MM - MICRO MEASUREMENTSD DIVISION, *Measuremet Group Division*, muniti di protezione per consentire di essere applicati all'armatura e, successivamente, di essere annegati nel getto di calcestruzzo. E' stata utilizzata una centralina UPM 60 marca HBM in dotazione al Laboratorio, per la lettura e registrazione delle misure richieste.

Lo Sperimentatore
(coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Dipartimento
(prof.ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
(prof.ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

3/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271

Rapporto di prova n. 2002271

Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02

Data prova 08/10/02

Data certificaz. 12/10/02

RISULTATI DELLA PROVA

1. COSTRUZIONE DEL CAMPIONE DI PROVA

Il campione di prova è costituito da una trave mista acciaio-calcestruzzo, completamente realizzata in opera e collegata agli estremi a due pilastri in c.a., anch'essi realizzati in opera, collegati a loro volta al rigido piastrone della zona prove esistente nel Laboratorio (foto 1-2).

Utilizzando gli appositi sistemi di aggancio disposti ad interasse costante e presenti sul piastrone della zona di prova, sono stati preparati dapprima due pilastri di dimensioni cm 40 x 40, ed altezza pari a m 1,00. L'armatura principale di detti pilastri è stata realizzata con acciaio Fe B 44 k e diametro 18 mm, con staffe di diametro 12 mm disposte con passo 20 cm. Questa armatura non è rilevante per i risultati della prova.

I due pilastri sono stati predisposti a distanza, in asse di m. 5,60; la misura netta al filo dei due pilastri è stata fissata in m. 5,20.

Sui pilastri prima descritti è stata preparata la costruzione di una trave, da realizzarsi con getto in opera, corrispondente ad una trave "a spessore" di un ipotetico solaio, di dimensioni cm 40 x 22. Essa è stata armata con due tralicci in acciaio forniti dal Committente, riportati in dettaglio nelle TAVV. 1 e 2. Per esplicita richiesta non sono state inserite staffe o altre armature, oltre ai tralicci.

Il getto del calcestruzzo per i pilastri e la trave è stato effettuato il 16 settembre 2002.

Lo Sperimentatore
(coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Dipartimento
(prof.ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
(prof.ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

4/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271	Data domanda	10/09/02
Rapporto di prova n. 2002271	Data prova	08/10/02
Documento R.P. 5/02/1	Data certificaz.	12/10/02

2. CONTROLLI E MISURE DEL CAMPIONE

L'elemento descritto al punto 1 è stato verificato mediante misurazioni.

La distanza in asse tra i pilastri è risultata di m. 5,60; la distanza netta tra i fili dei pilastri di m. 5,20. La trave, dopo il getto, è risultata di cm.40 x 24.

Contemporaneamente, prima della prova per le misure estensimetriche, sono state effettuate prove di rottura sui campioni di calcestruzzo prelevati all'atto del getto.

I due campioni prelevati dai pilastri hanno fornito una resistenza media di rottura di 36 N/mmq; i due campioni prelevati dalla trave hanno fornito una resistenza media di rottura di 35 N/mmq; le prove di schiacciamento dei cubetti sono state effettuate il giorno 8 ottobre e perciò a 22 giorni dal getto.

Il richiedente la prova ha specificato che, ai fini della prova di interesse, non era necessario attendere la stagionatura del calcestruzzo fino a 28 gg.

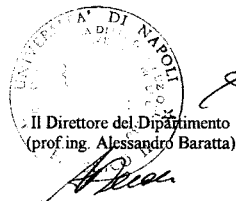
3. PREPARAZIONE DELLA PROVA

Le fasi di preparazione della prova sono state due.

La prima fase ha interessato i soli tralicci che, in zona separata, sono stati strumentati con l'applicazione di 18 estensimetri (nove per ciascun traliccio). Le foto allegate al rapporto di prova nn. 3 - 13 documentano la delicata fase di applicazione degli *strain gages*.

Essi sono stati posizionati sulle aste dei tralicci secondo lo schema riportato nel grafico di Tav. 2 in maniera simmetrica rispetto allo sviluppo longitudinale dei tralicci stessi.

Lo Sperimentatore
(coll.tec. Giuseppe Lanzotti)
Giuseppe Lanzotti



Napoli, 12.10.2002

Il Direttore del Laboratorio
(prof.ing. Michele Brigante)
Michele Brigante

5/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271	Data domanda	10/09/02
Rapporto di prova n. 2002271	Data prova	08/10/02
Documento R.P. 5/02/1	Data certificaz.	12/10/02

Gli estensimetri da n. 1 a n. 9 sono stati applicati al traliccio 1, mentre quelli dal n. 10 al n. 18 sono stati applicati al traliccio 2, secondo le istruzioni forniti dalla casa produttrice, utilizzando la protezione prevista per l'impiego in strutture annegate in calcestruzzo.

Agli estensimetri applicati al corrente superiore è stato collegato un filo di colore **nero-bleu**, mentre il colore **grigio-verde** è stato impiegato per quelli delle diagonali e di colore **bianco-rosso**, infine, per i correnti inferiori, in modo da poterli distinguere all'atto del collegamento alla centralina di lettura.

La seconda fase della preparazione, dopo il getto di calcestruzzo, è stata quella relativa alla preparazione dell'attrezzatura per l'applicazione del carico.

E' stato deciso di utilizzare dei martinetti (in numero complessivo di 3) posizionati alla massima eccentricità possibile rispetto all'asse della trave, collocandone uno in mezzzeria ed i rimanenti due ad 1/3 e 2/3 della luce teorica di calcolo.

Questo ha richiesto la costruzione di tre telai di contrasto per i martinetti. I telai sono stati fissati al piastrone del Laboratorio.

Ai telai sono, infine, stati fissati i martinetti che, a loro volta, venivano comandati da un'unica pompa che simultaneamente dava il carico. La centralina UPM 60, alla quale sono stati collegati i fili degli estensimetri, è stata predisposta per la lettura sia digitale che registrata dei risultati.

Le foto nn. 14 - 20 illustrano le fasi di preparazione della prova.

Lo Sperimentatore
(coll.tec. Giuseppe Lanzotti)



Il Direttore del Laboratorio
(prof.ing. Michele Brigante)
Michele Brigante



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A. Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
Rapporto di prova n. 2002271
Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
Data prova 08/10/02
Data certifcaz. 12/10/02

4. APPLICAZIONE DEL CARICO DI PROVA

Il carico è stato applicato, mediante i martinetti citati, controllato con la lettura al quadrante della pompa che, a sua volta, è stata tarata.

Il carico di prova è stato definito e concordato con l'ing. Salvatore Leone ed è stato così determinato.

E' stato ipotizzato di trasmettere alla trave il carico di un solaio di m 5,00 di luce, con carico di 800 Kg/mq, corrispondente al carico fisso ed un sovraccarico.

L'azione per metro lineare di trave vale:

$$800 \times 5,00/2 = 2000 \text{ Kg/ml.}$$

Il carico totale sulla trave, risultante dalla presupposta azione del solaio, è :

$$2000 \times 5,20 = 10040 \text{ Kg.}$$

Per effetto delle valutazioni prima riportate si è stabilito di dare ai martinetti un carico totale, per ciascuno, di 3500 Kg per il totale di 10500 Kg, procedendo con la progressione riportata nella successiva tabella con valori di 500 Kg, 1000 kg, 2000 Kg, 3000 Kg e 3500 Kg.

Lo Sperimentatore
(coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Dipartimento
(prof.ing. Alessandro Baratta)

A. Baratta

Il Direttore del Laboratorio
(prof.ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

7/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A. Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
Rapporto di prova n. 2002271
Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
Data prova 08/10/02
Data certifcaz. 12/10/02

5) MISURE ESTENSIMETRICHE

Nelle tabelle seguenti, TAB. 1 e TAB.2, si riportano i valori delle letture registrate durante la prova e misurate con gli *strain gages* prima descritti.

Il traliccio 2, come indicato nel grafico delle TAV. 1 e 2, è quello posizionato sotto la linea del carico dei martinetti. Nella prima colonna delle tabelle sono riportati i valori dei carichi di prova e la progressione dei carichi stessi; questi per comodità di controllo e di conversione di taratura, sono indicati in Kg.

Nel quadro della tabella, in corrispondenza del numero identificativo dell'estensimetro, sono indicate le deformazioni registrate **moltiplicate per 10⁶**

I valori riportati con il segno **positivo** sono quelli associati a dilatazioni, cui si accompagnano tensioni di trazione.

Lo Sperimentatore
(coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Dipartimento
(prof.ing. Alessandro Baratta)

A. Baratta

Il Direttore del Laboratorio
(prof.ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

8/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271

Rapporto di prova n. 2002271

Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02

Data prova 08/10/02

Data certificaz. 12/10/02

TAB. 1 Traliccio 1

Carico Per ciascun martinetto	Valori sperimentali delle deformazioni (ϵ) letti durante la prova ($\epsilon \times 10^6$) riferiti ai punti indicati nel disegno di TAV. 2								
	Kg	1	2	3	4	5	6	7	8
500	71	2	33	-44	-3	41	88	8	-32
1.000	150	12	-51	-75	-4	65	154	14	-53
2.000	396	41	-100	-161	12	198	402	46	-100
3.000	558	102	-130	-253	32	358	564	103	-132
3.500	532	143	-140	-307	43	431	581	155	-143

TAB. 2 Traliccio 2

Carico Per ciascun martinetto	Valori sperimentali delle deformazioni (ϵ) letti durante la prova ($\epsilon \times 10^6$) riferiti ai punti indicati nel disegno di TAV. 2								
	Kg	10	11	12	13	14	15	16	17
500	71	13	-24	-47	-1	45	73	13	-26
1.000	124	23	-45	-80	-1	78	128	23	-44
2.000	331	51	-86	-179	13	211	338	56	-84
3.000	461	116	-111	-283	39	368	467	117	-113
3.500	522	131	-126	-339	52	446	531	140	-129

Lo Sperimentatore
(coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Laboratorio
(prof.ing. Michele Brigante)

Il Direttore del Dipartimento
(prof.ing. Alessandro Baratta)

A. Baratta

9/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271

Rapporto di prova n. 2002271

Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02

Data prova 08/10/02

Data certificaz. 12/10/02

Al termine della prova e delle letture estensimetriche riportate nelle TABB. 1 e 2 è stato deciso di proseguire con l'applicazione del carico fino alla rottura della trave, procedendo con gradienti di 1000 Kg oltre il valore di 3500 Kg già raggiunto durante le fasi associate alle letture estensimetriche.

In corrispondenza del valore di 7000 Kg si è registrato un calo della lettura al manometro della pompa, associato alla comparsa di una prima lesione ubicata sul pilastro (ved. foto 24).

E' stato incrementato ulteriormente il carico fino a 7300 Kg. Per questo valore si è avuta la regressione completa del carico alla pompa, indice della rottura dell'elemento.

Le foto 25 e 26 mostrano l'ubicazione della rottura che ha interessato il nodo del pilastro. Per il valore del carico massimo raggiunto durante la prova non si sono comparse lesioni visibili sulla trave.

Lo Sperimentatore
(coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Laboratorio
(prof.ing. Michele Brigante)

Il Direttore del Dipartimento
(prof.ing. Alessandro Baratta)

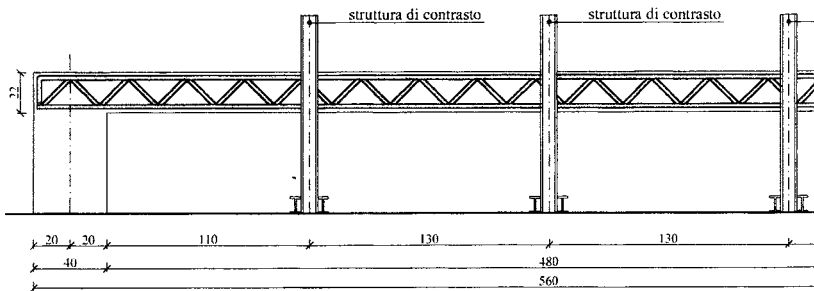
A. Baratta

10/38

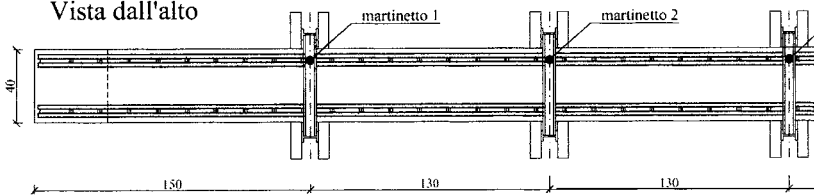
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel. 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Ubicazione dei martinetti

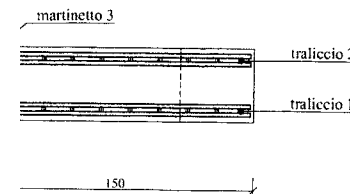
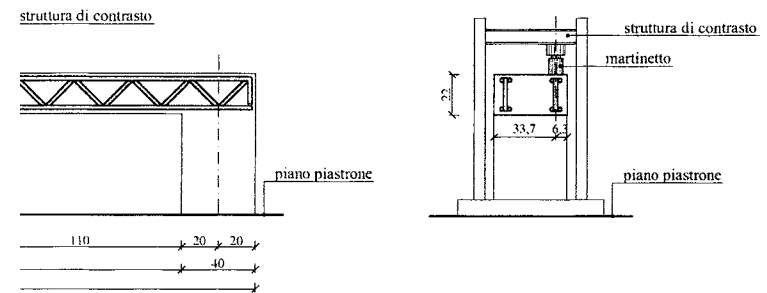
Sezione longitudinale



Vista dall'alto



Sezione trasversale



Pratica n° 2002271
 Rapporto di prova n° 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

LO SPERIMENTATORE
 coll. tec. Giuseppe Lanzotti

Giuseppe Lanzotti

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
 prof. ing. Michele Briganti

Michele Briganti

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO
 prof. ing. Alessandro Baratta

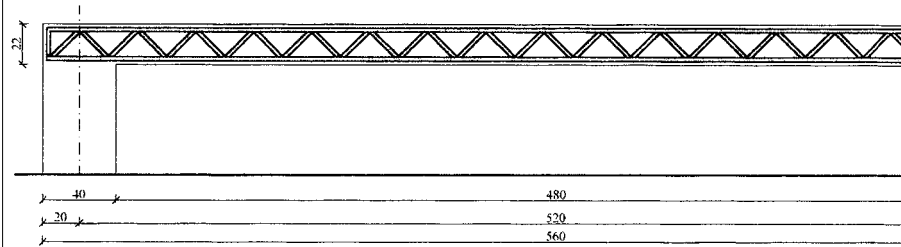
Alessandro Baratta

NAPOLI 12.10.2002

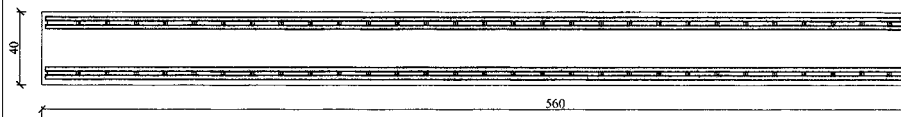
TAV. I 11/38

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel. 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

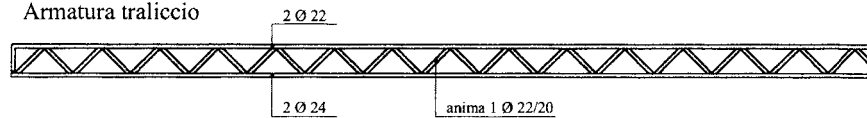
Schema della struttura
 Sezione longitudinale



Vista dall'alto

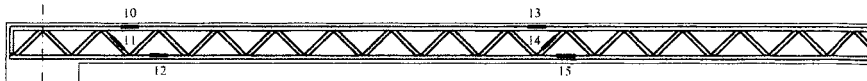


Armatura traliccio



Ubicazione dei sensori

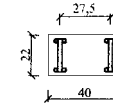
Traliccio 2



Traliccio 1



Sezione trasversale



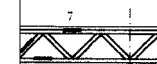
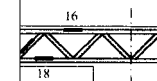
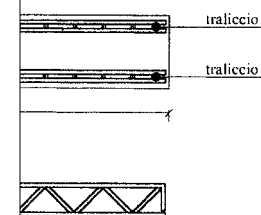
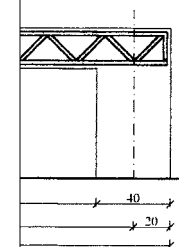
TRALICCIO 1

CARICO	Valori sperimentali delle deformazioni (ε) letti durante la prova [ε · 10 ⁶]								
Kg	1	2	3	4	5	6	7	8	9
500	71	2	33	-44	-3	41	88	8	-32
1.000	150	12	-51	-75	-4	65	134	14	-53
2.000	396	41	-100	-161	12	198	402	46	-100
3.000	558	102	-130	-253	32	358	564	103	-132
3.500	532	143	-140	-307	43	431	581	155	-143

TRALICCIO 2

CARICO	Valori sperimentali delle deformazioni (ε) letti durante la prova [ε · 10 ⁶]																	
Kg	10	11	12	13	14	15	16	17	18									
500	71	13	-24	-47	-1	45	73	13	-26									
1.000	124	23	-45	-80	-1	78	128	23	-44									
2.000	331	51	-86	-179	13	211	338	56	-84									
3.000	461	116	-111	-283	39	368	467	117	-113									
3.500	522	131	-126	-339	52	446	531	140	-129									

N.B.: Il segno negativo corrisponde ad avvicinamento dei punti, ovvero sensoni di compressione



Pratica n° 2002271
 Rapporto di prova n° 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

LO SPERIMENTATORE
 coll. tec. Giuseppe Lanzotti

Giuseppe Lanzotti

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
 prof. ing. Michel Brigante

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO
 prof. ing. Alessandro Baratta

Michel Brigante
Alessandro Baratta

NAPOLI 12.10.2002

TAV. 2 12/38

12. Ricerca e sviluppo



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

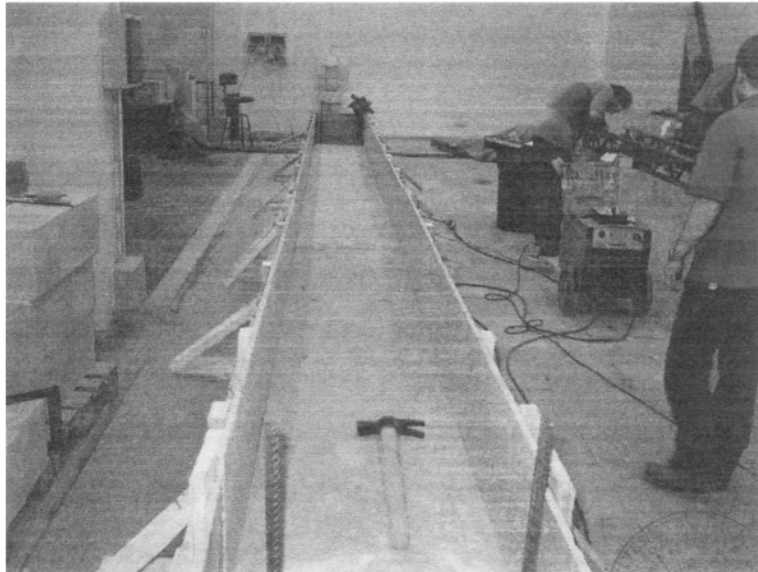


FOTO 1 - Preparazione dei casseri



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

13/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

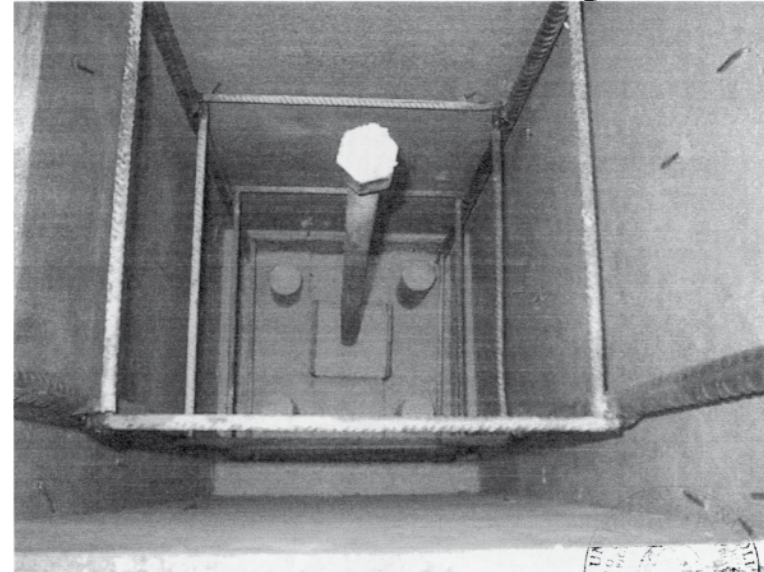


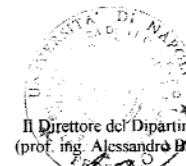
FOTO 2 - Collegamento del pilastro al piastrone



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

14/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certifiz. 12/10/02

COPIA



FOTO 3 - Preparazione dei tralicci



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti



Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

Napoli, 12.10.2002

15/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certifiz. 12/10/02

COPIA

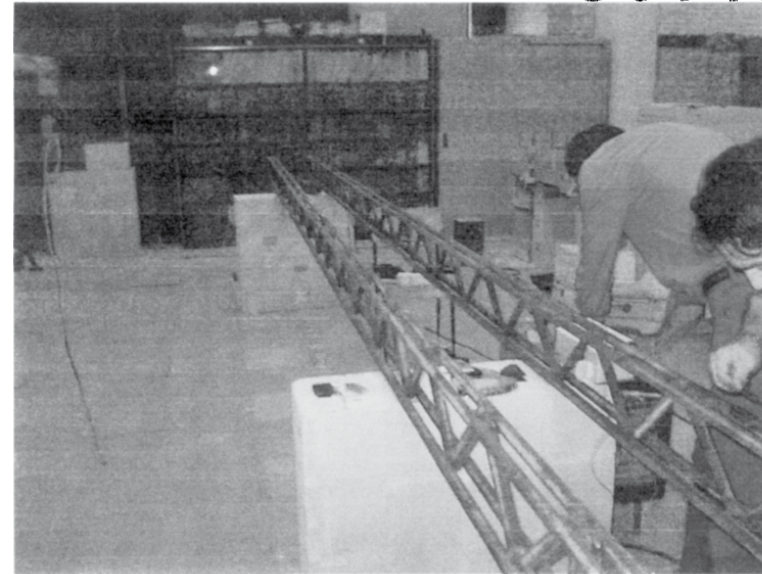


FOTO 4 - Preparazione dei tralicci



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti



Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

Napoli, 12.10.2002

16/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A. Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certifiz. 12/10/02

COPIA

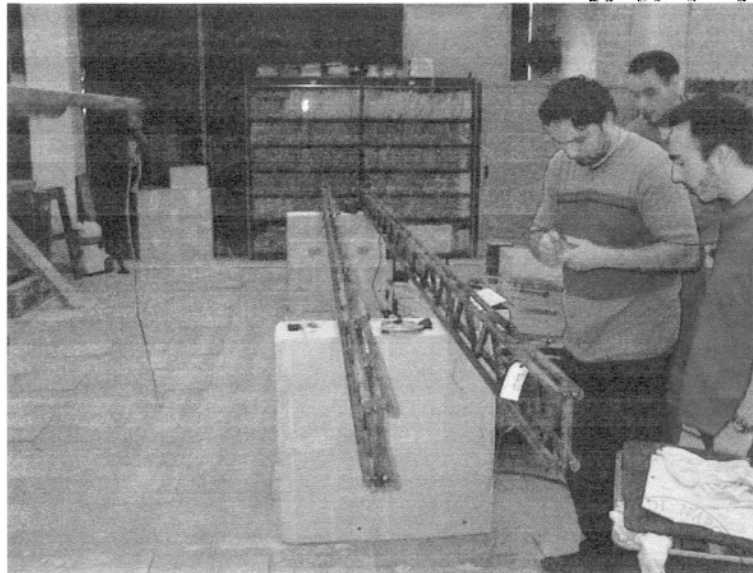


FOTO 5 - Preparazione dei tralicci



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)
Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)
A. Baratta

Napoli, 12.10.2002

17/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A. Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certifiz. 12/10/02

COPIA

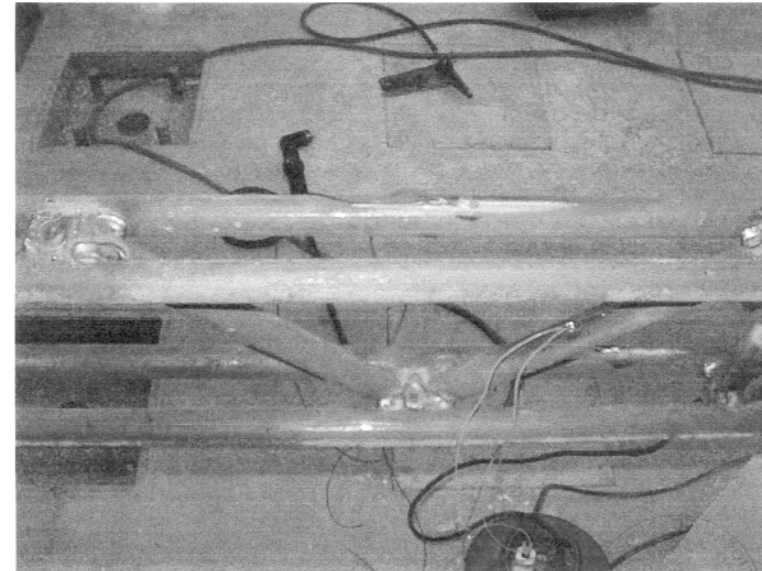


FOTO 6 - Collegamento dei fili agli estensimetri



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)
Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)
A. Baratta

Napoli, 12.10.2002

18/38

12. Ricerca e sviluppo



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

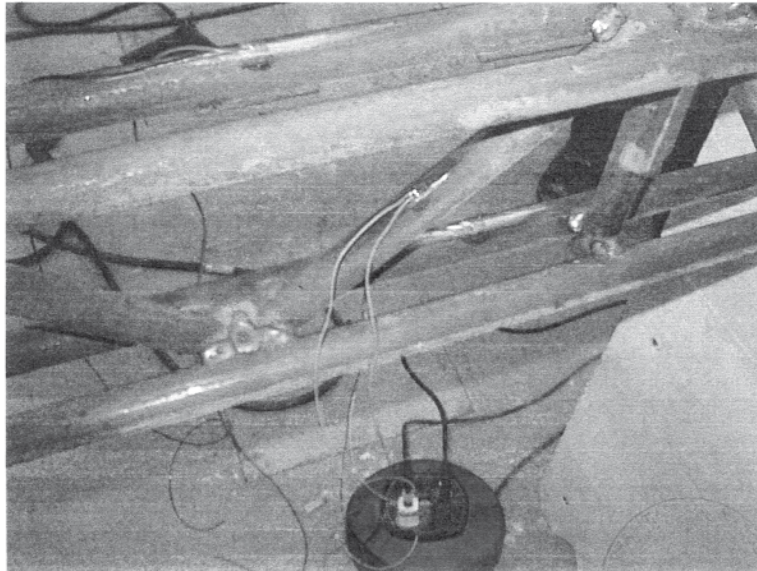
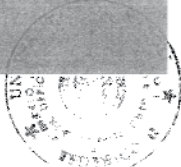


FOTO 7 - Vista degli estensimetri



Lo Sperimentatore
 (coll. tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

19/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

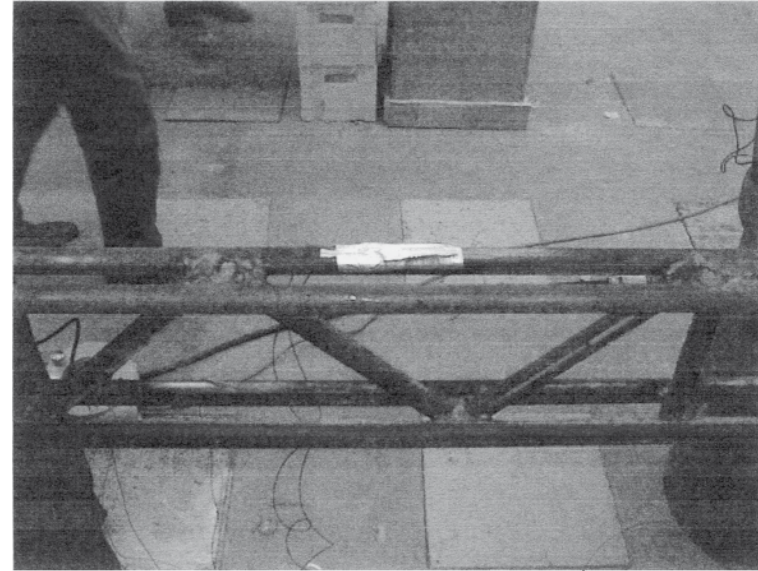


FOTO 8 - Proiezione degli estensimetri



Lo Sperimentatore
 (coll. tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

20/38

12. Ricerca e sviluppo



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

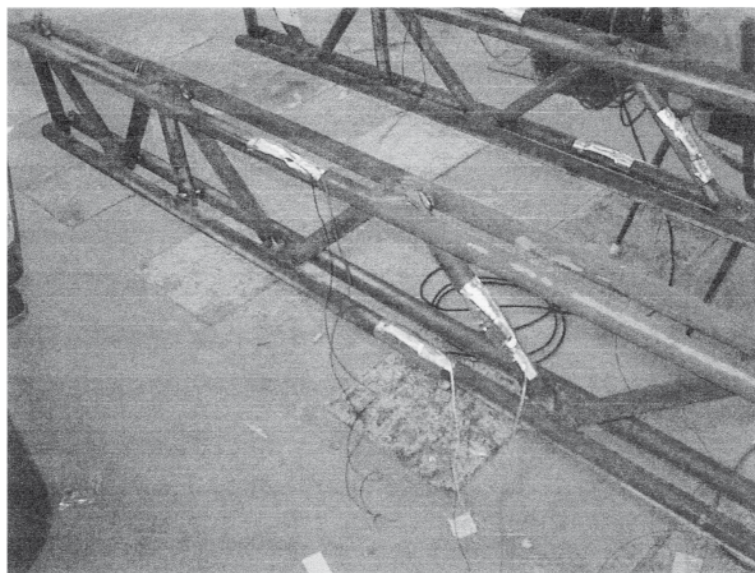


FOTO 9 - Particolari degli Strain Gages



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

A. Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

M. Brigante

Napoli, 12.10.2002

21/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

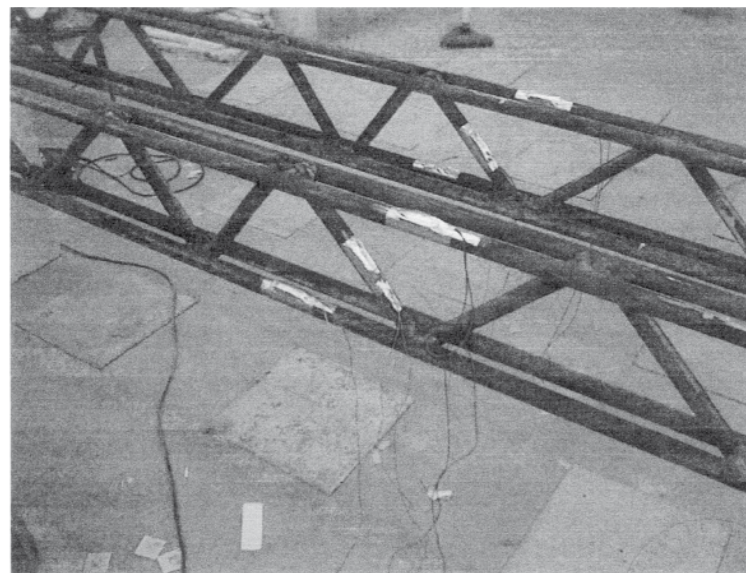
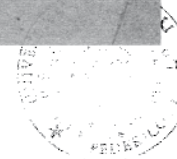


FOTO 10 - Particolari degli Strain Gages



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

A. Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

M. Brigante

Napoli, 12.10.2002

22/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certifiz. 12/10/02

COPIA

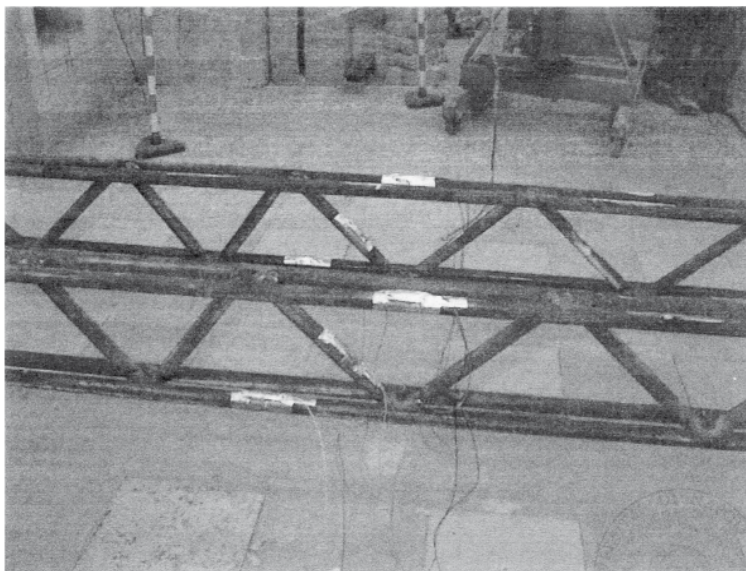


FOTO 11 - Particolari degli Strain Gages



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigantè)

Michele Brigantè

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

23/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certifiz. 12/10/02

COPIA

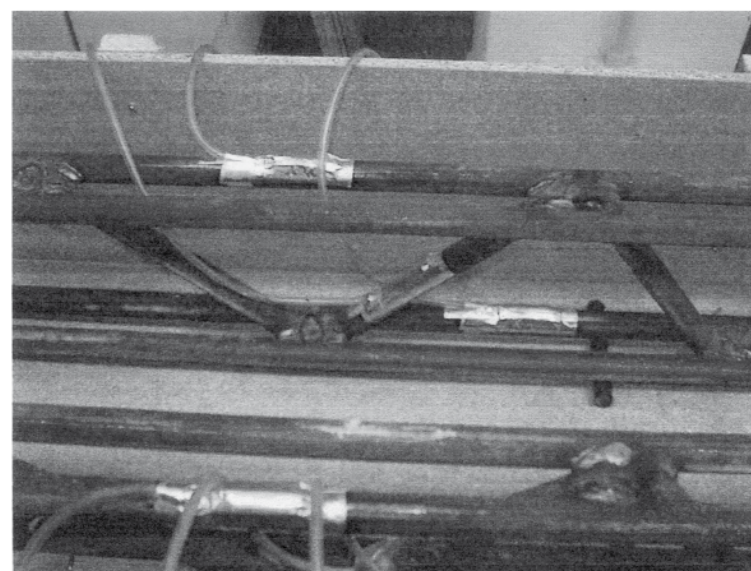


FOTO 12 - Particolari degli Strain Gages con protezione e collegamenti



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigantè)

Michele Brigantè

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

24/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

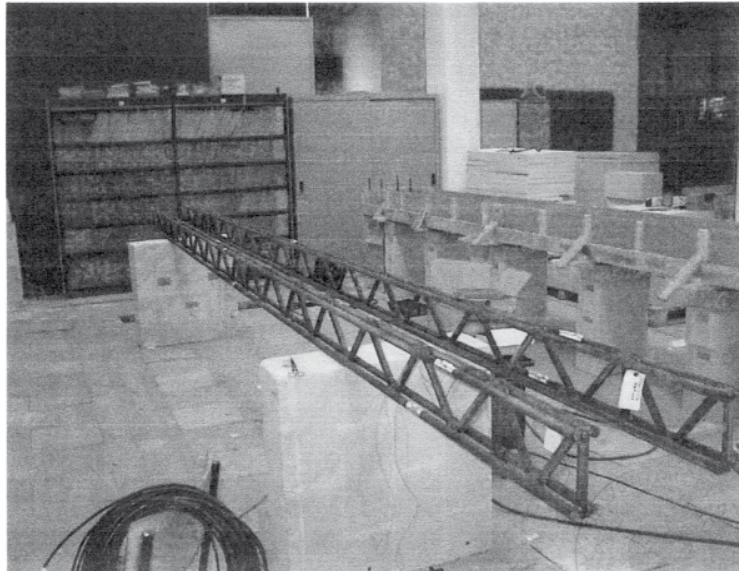


FOTO 13 - Tralicci completamente allestiti



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

25/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

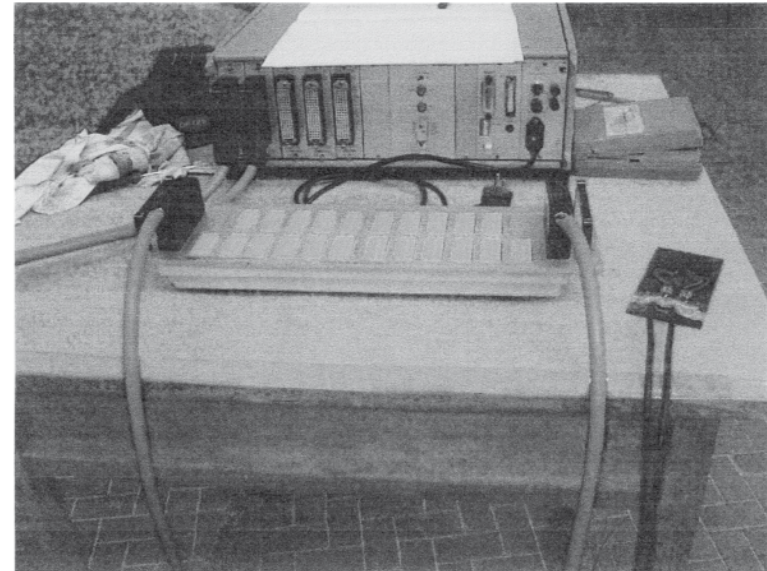


FOTO 14 - Centralina UPM e collegamenti



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

26/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

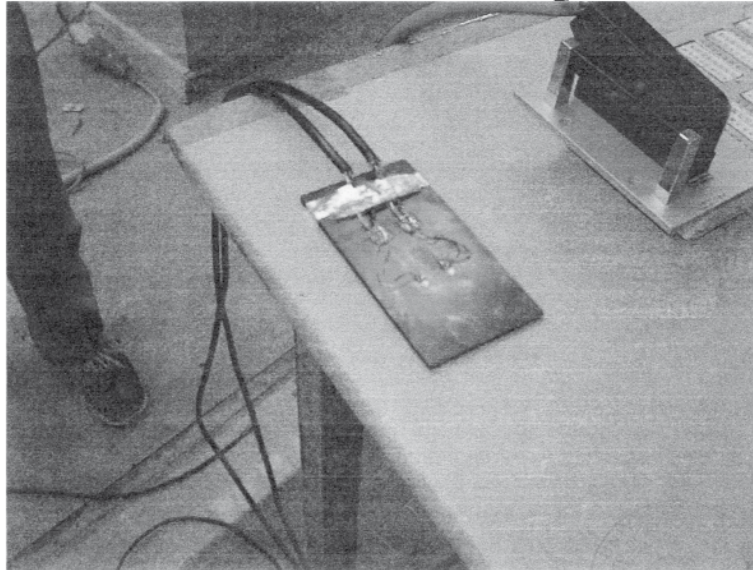


FOTO 15 - Preparazione dei collegamenti alla centralina

Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

27/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

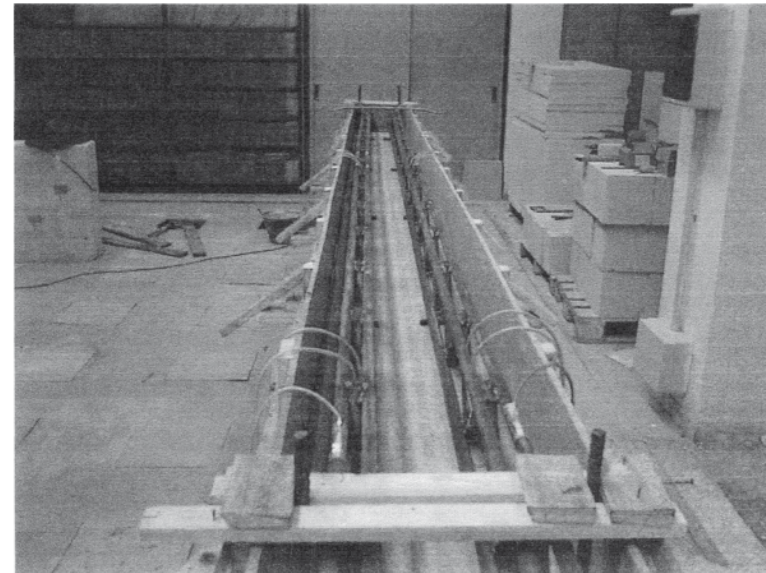
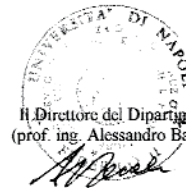


FOTO 16 - Posizionamento tralci nel cassero

Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002



Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

28/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certifiz. 12/10/02

COPIA

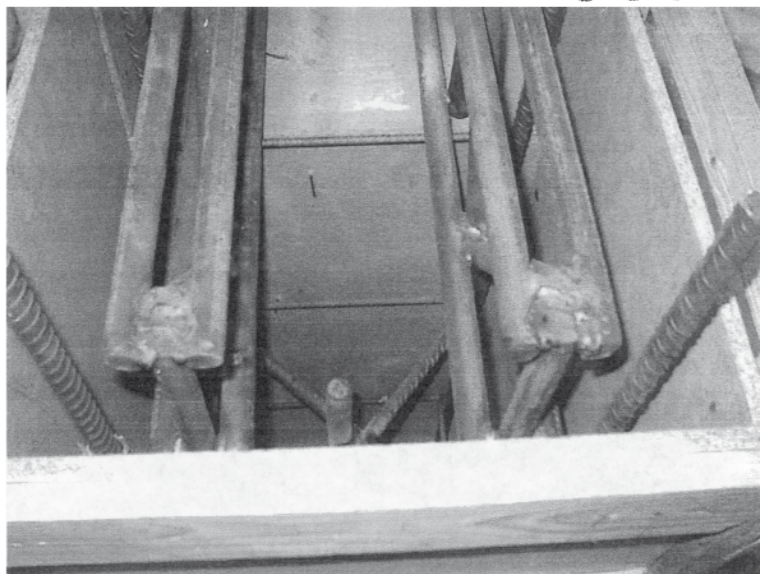
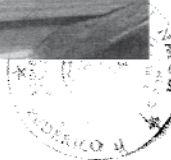
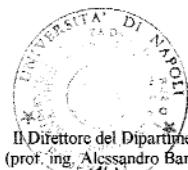


FOTO 17 - Posizionamento tralicci nel cassero



Lo Sperimentatore
 (coll. tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti



Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

29/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certifiz. 12/10/02

COPIA

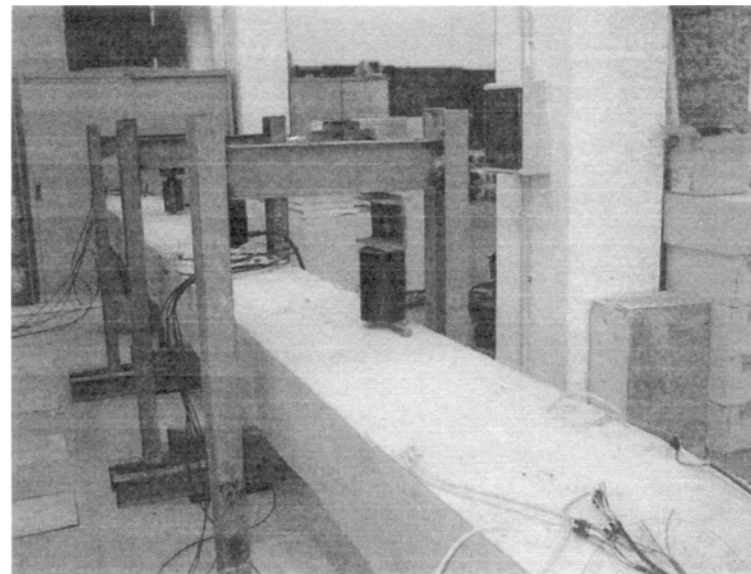
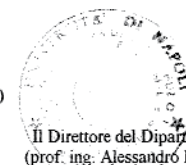


FOTO 18 - Telai di contrasto e martinetti



Lo Sperimentatore
 (coll. tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti



Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

30/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

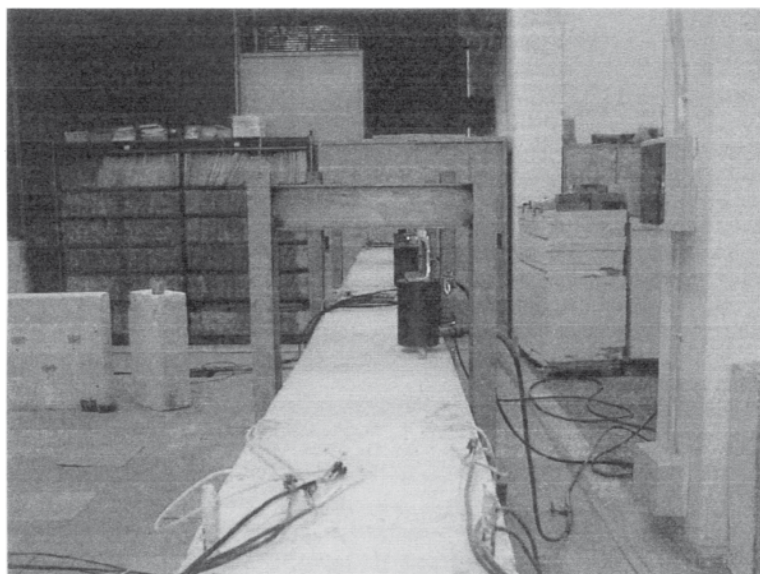


FOTO 19 - Telai di contrasto e martinetti



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

31/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

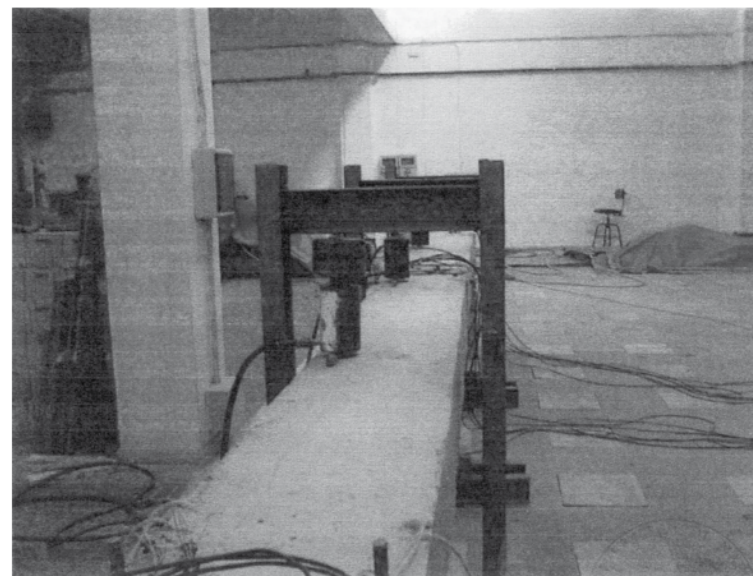


FOTO 20 - Fasi di carico



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Napoli, 12.10.2002

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

32/38

12. Ricerca e sviluppo



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discomg@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

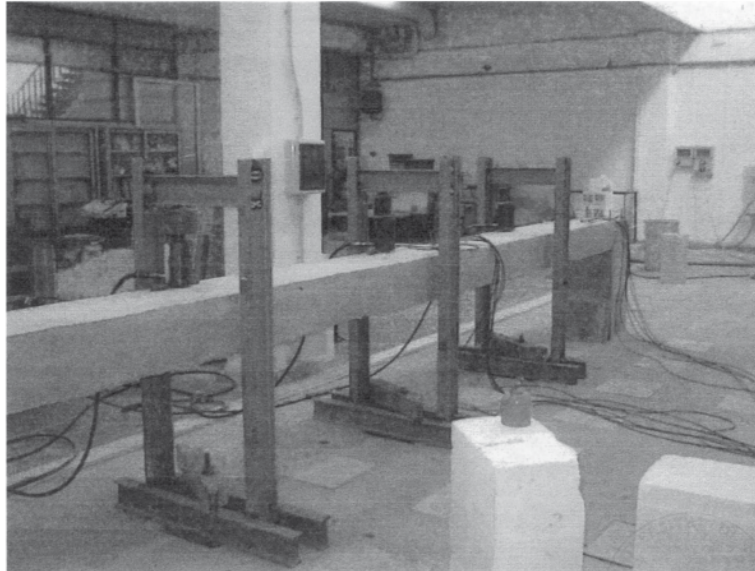


FOTO 21 - Fasi di carico



Lo Sperimentatore
 (coll. tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

33/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discomg@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

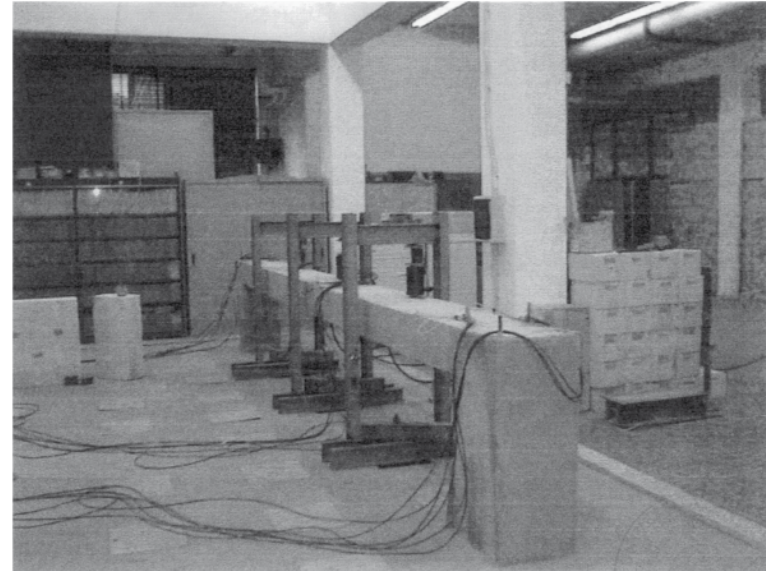


FOTO 22 - Fasi di carico



Lo Sperimentatore
 (coll. tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)


Michele Brigante

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002

34/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A. Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
Rapporto di prova n. 2002271
Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
Data prova 08/10/02
Data certificaz. 12/10/02

C O P I A

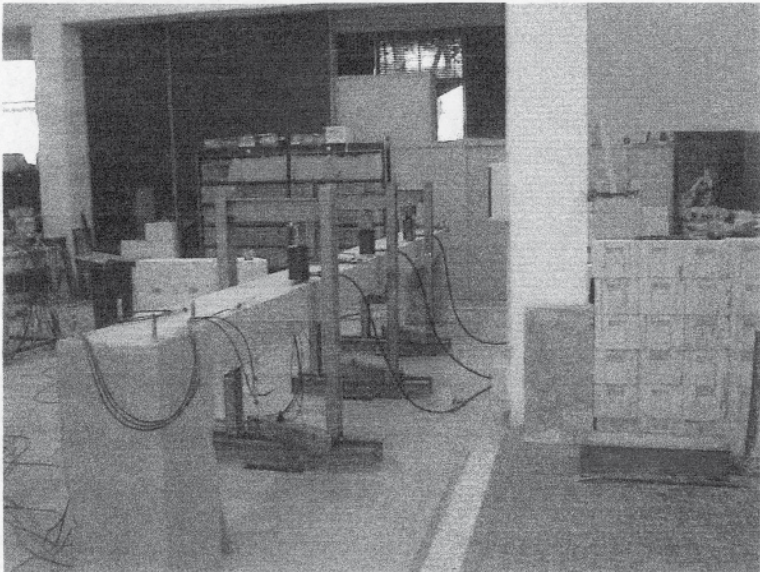



FOTO 23 - Fasi di carico




Lo Sperimentatore
(coll. tec. Giuseppe Lanzotti)
Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Laboratorio
(prof. ing. Michele Brigante)
Michele Brigante

Il Direttore del Dipartimento
(prof. ing. Alessandro Baratta)
Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002 35/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A. Galli"
Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
Rapporto di prova n. 2002271
Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
Data prova 08/10/02
Data certificaz. 12/10/02

C O P I A

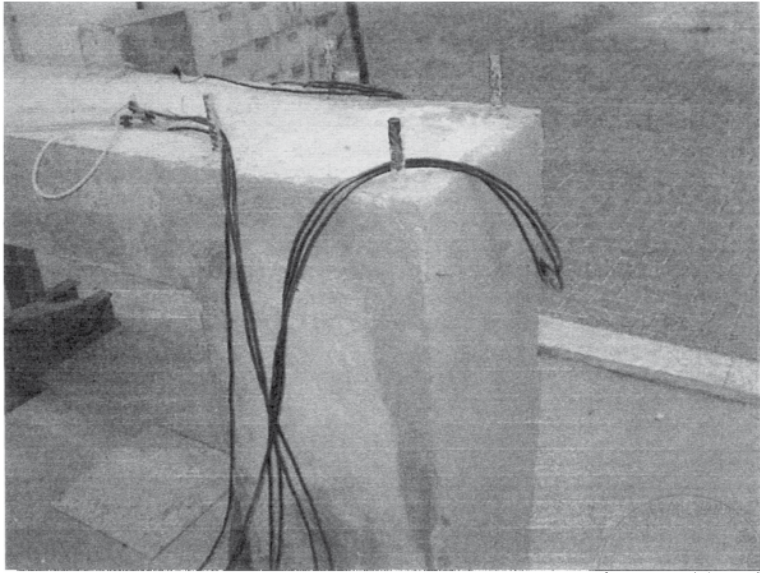



FOTO 24 - Rottura: comparsa prima lesione



Lo Sperimentatore
(coll. tec. Giuseppe Lanzotti)
Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Laboratorio
(prof. ing. Michele Brigante)
Michele Brigante

Il Direttore del Dipartimento
(prof. ing. Alessandro Baratta)
Alessandro Baratta

Napoli, 12.10.2002 36/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA



FOTO 25 - Rottura



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

Napoli, 12.10.2002

37/38



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"
 DIPARTIMENTO DI SCIENZA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE "A.Galli"
 Via Claudio, 21 - 80125 Napoli - Italia - tel 081 7683336- Fax 081 7683332
 E-mail: discoing@unina.it

Pratica n. 2002271
 Rapporto di prova n. 2002271
 Documento R.P. 5/02/1

Data domanda 10/09/02
 Data prova 08/10/02
 Data certificaz. 12/10/02

COPIA

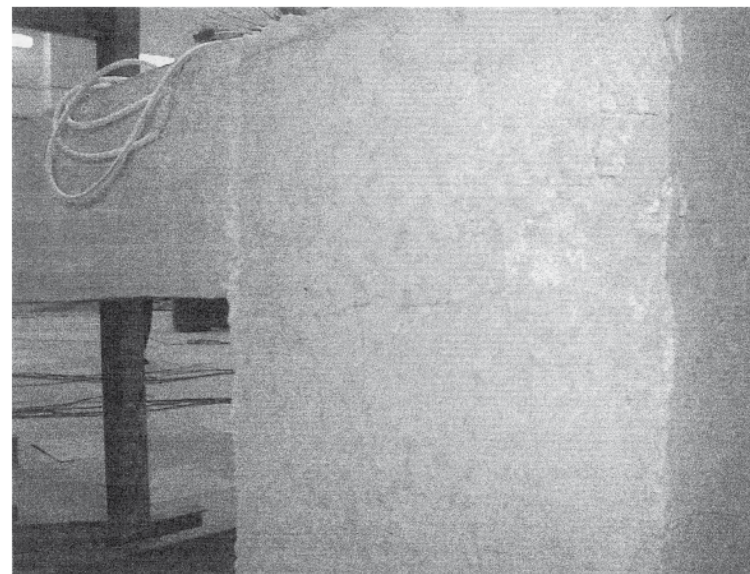


FOTO 26 - Rottura



Lo Sperimentatore
 (coll.tec. Giuseppe Lanzotti)

Giuseppe Lanzotti

Il Direttore del Dipartimento
 (prof. ing. Alessandro Baratta)

Alessandro Baratta

Il Direttore del Laboratorio
 (prof. ing. Michele Brigante)

Michele Brigante

Napoli, 12.10.2002

38/38

12.2.4. Rapporto di prova Trave REP® Tr
Dipartimento di Costruzione dell'Architettura dell'Università IUAV



Convenzione Tecnostrutture srl - Università IUAV/DCA 2

INDICE

1 INTRODUZIONE	3
2 OBIETTIVO DELLA RICERCA	3
3 PROGETTO DELLA TRAVE REP®	4
4 GEOMETRIA CAMPIONI	5
5 CONFEZIONAMENTO TRAVI REP® IN STABILIMENTO	6
6 PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	6
6.1 CALCESTRUZZO	6
6.2 ACCIAIO FES10	7
7 MOMENTO DI FESSURAZIONE	7
8 RAPPORTO TRA I MOMENTI AL LIMITE ELASTICO POSITIVO E NEGATIVO	8
9 SOLLECITAZIONI VALUTATE CON ANALISI ELASTICA	9
10 TAGLIO	10
11 SETUP DI PROVA	12
11.1 STRUMENTAZIONE ESTERNA	12
11.2 STRUMENTAZIONE INTERNA	13
12 MODALITÀ DI PROVA	14
13 RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE	15
13.1 CARICO MASSIMO E MODALITÀ DI ROTTURA	15
13.1.1 Trave n. 1	16
13.1.2 Trave n. 2	18
13.1.3 Trave n. 3	19
13.2 DIAGRAMMA SPERIMENTALE CARICO-SPOSTAMENTO	21
13.2.1 Trave n. 1	22
13.2.2 Trave n. 2	23
13.2.3 Trave n. 3	24
13.3 DEFORMAZIONI UNITARIE NEL CORRENTE INFERIORE IN CAMPATA	24
13.3.1 Trave n. 1	25
13.3.2 Trave n. 2	25
13.3.3 Trave n. 3	26
13.4 DEFORMAZIONI UNITARIE NEI CORRENTI SUPERIORI NELLA ZONA DI APPOGGIO INTERMEDIO	27
13.4.1 Trave n. 1	27
13.4.2 Trave n. 2	27
13.4.3 Trave n. 3	28
13.5 DEFORMAZIONI UNITARIE NEL CORRENTE INFERIORE SULL'APPOGGIO INTERMEDIO	29
13.5.1 Trave n. 1	29
13.5.2 Trave n. 2	29
13.5.3 Trave n. 3	30
13.6 DEFORMAZIONI DELLE ANIME SULL'APPOGGIO CENTRALE	31
13.6.1 Trave n. 1	31
13.6.2 Trave n. 2	31
13.6.3 Trave n. 3	32
13.7 DEFORMAZIONI UNITARIE NEL CALCESTRUZZO	33
13.7.1 Trave n. 1	33
13.7.2 Trave n. 2	33
13.7.3 Trave n. 3	34
14 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	35
15 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	35

1 Introduzione

Trave REP® "TR"

Il traliccio "TR" è costituito da correnti superiori e correnti inferiori collegati da un'anima sinusoidale saldata tra di loro. Il traliccio già assemblato, viene facilmente posizionato in cantiere.

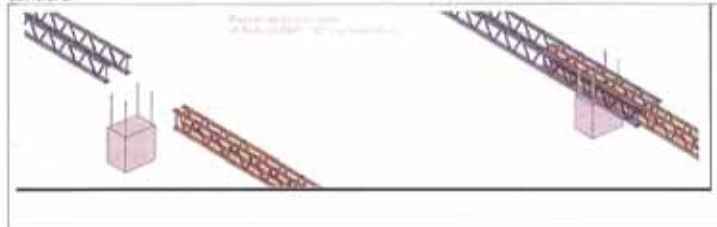


Fig. 1. Trave REP® "TR". Realizzazione della continuità all'appoggio mediante sovrapposizione dei tralicci.

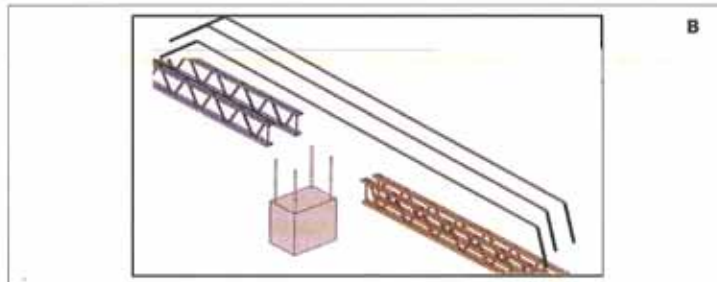


Fig. 2. Trave REP® "TR". Realizzazione della continuità all'appoggio mediante barre di armatura.

Nella soluzione A), la continuità strutturale è garantita dalla sovrapposizione dei tralicci. L'ancoraggio avviene per aderenza, ma anche per forma; come evidenziato nel lavoro [1], le barre inclinate del traliccio svolgono un ruolo simile ai connettori usualmente utilizzati per evitare lo scorrimento relativo trave-soletta nelle travi composte acciaio-calcestruzzo.

Nella soluzione B), la continuità è realizzata attraverso le barre di armatura per mezzo dell'ancoraggio, tramite aderenza, delle barre stesse al calcestruzzo.

2 Obiettivo della ricerca

La presente relazione riguarda gli esiti di una campagna sperimentale condotta su travi REP® "TR" a due campate del tipo A), avente come obiettivo la valutazione della efficacia della sovrapposizione dei tralicci in corrispondenza degli appoggi intermedi per garantire la continuità.

In particolare, la prova è stata progettata in modo da evidenziare la capacità di trasferimento degli sforzi da un traliccio al successivo; tale trasferimento vede impegnato in modo particolare il calcestruzzo sia per effetto tensioni tangenziali trasmesse per aderenza delle barre, sia per effetto della pressione esercitata dalla barre inclinate dei tralicci.

Essendo la trave mista REP® caratterizzata da una elevata percentuale della parte metallica (che rende modesta la quantità di calcestruzzo che avvolge i tralicci, soprattutto nella zona dove il volume di acciaio è raddoppiato a causa della sovrapposizione) e da una sostanziale rigidità dei tralicci, i meccanismi di trasferimento che impegnano il calcestruzzo possono essere modificati rispetto a quelli presenti nelle travi in c.a.; inoltre, a causa di tali variazioni, nuovi meccanismi possono nascere.

Numerosi strumenti di misura interni sono stati collocati sulle barre longitudinali e inclinate dei tralicci in corrispondenza della zona di sovrapposizione, al fine di ricavare sperimentalmente informazioni riguardo alla questioni sopra esposte.

3 Progetto della trave REP®

Le travi Rep® sono state progettate, confezionate e provate presso la sede di Tecnostutture srl, via Meucci, 36 - 30020 Noventa di Piave (VE).

La luce della trave è stata progettata in modo tale che, attraverso due martinetti di portata limitata (20 t), si potessero raggiungere nelle sezioni di appoggio e campata sollecitazioni simili a quelle di una trave per edificio di abitazione, del tipo:

$$\begin{aligned} \text{luce campate} & l = 5.0 \text{ m} \\ \text{carico di superficie} & Q = 750 \text{ kg/mq} \\ \text{interasse travi} & i = 7.0 \text{ m} \end{aligned}$$

in condizioni di servizio, si ottiene:

$$\begin{aligned} \text{in campata:} & M+ = 1/12 qL^2 = 11.50 \text{ tm} \\ \text{sull'appoggio:} & M- = 1/10 qL^2 = 13.75 \text{ tm} \end{aligned}$$

laddove

$$q = \text{carico distribuito agente sulla trave} = Q \times i$$

Sullo schema di prova (Fig. 3) si ottiene:

sollecitazioni dovute a carichi concentrati $P = 6.0 \text{ t}$, posizionati a $1/3$ di ciascuna campata, valutate con momento di inerzia delle sezioni trasversali costante:

$$\begin{aligned} \text{In campata} & \text{Elem. N.1, nodo 2 :} & M = 10.0 \text{ tm} \\ \text{Sull'appoggio} & \text{Elem. N.4, nodo 2 :} & M = -15.0 \text{ tm} \end{aligned}$$

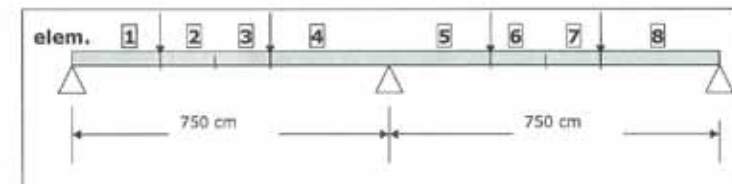


Fig. 3. Schema statico trave di prova

Per tali sollecitazioni, le tensioni nei correnti dei tralicci risultano molto inferiori a quelle ammissibili; la trave risulta fortemente armata.

Le tensioni nel calcestruzzo sono invece poco inferiori a quelli ammissibili; tuttavia è da considerare che il calcolo è fatto non considerando la soletta superiore che nelle condizioni reali consegue alla realizzazione del solaio. La larghezza della parte compressa è quindi superiore a quella considerata.

4 Geometria campioni

Luce totale delle travi : 15.00 m

Luce di ogni campata : 7.50 m

Sezione trasversale in calcestruzzo: altezza H = 28 cm, base B = 60 cm

Ogni trave contiene due tralicci, aventi le seguenti caratteristiche (Fig. 4):

corrente inferiore: 2 barre a sez. quadrata di 35x35 mm

corrente superiore: 2 barre di \varnothing 30 mm di diametro

elementi diagonali: 1 \varnothing 14, passo 20 cm

Numero totale travi: 3

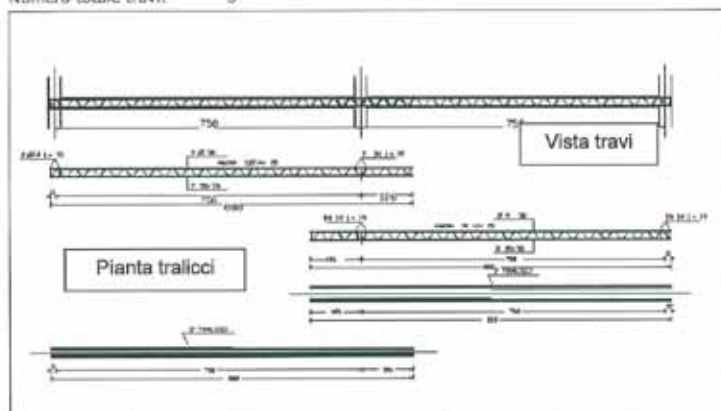


Fig. 4. Geometria e posizione tralicci

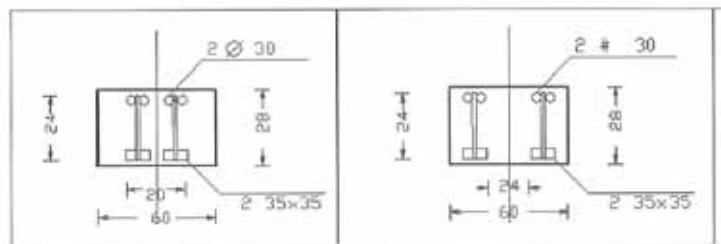


Fig. 5. Sezione trasversale trave e tralicci

5 Confezionamento travi Rep® in stabilimento



Affiancamento dei tralicci sull'appoggio centrale

Fig. 6. Posizionamento dei tralicci prima del getto

6 Prove di caratterizzazione meccanica dei materiali

Le caratteristiche dei materiali sono state ricavate mediante prove sui materiali, realizzate all'interno del Laboratorio di Scienza delle Costruzioni dell'Università IUAV di Venezia.

6.1 Calcestruzzo

Sono state eseguite le seguenti prove:

- a) a compressione su 9 cubi di 15 cm di lato;
- b) a trazione indiretta (brasiliiana) su n. 3 cilindri di 30 cm di altezza e 15 cm di diametro (UNI EN 12390-6);
- c) per determinazione del modulo elastico su n. 3 cilindri di 30 cm di altezza e 15 cm di diametro (UNI EN 6556).

Valori medi ricavati dai risultati sperimentali secondo certificato n. N. 54899:

- a) resistenza a compressione = 42.0 MPa
- b) resistenza a trazione = 3.22 MPa
- c) modulo elastico secante = 47667 MPa



Fig. 7. Determinazione modulo elastico e prova a trazione indiretta.

6.2 Acciaio Fe510

Per la caratterizzazione dell'acciaio dei tralicci sono state eseguite prove di trazione su campioni aventi le caratteristiche riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Risultati delle prove di trazione (certificato n. N. 54899).

N. ORD.	DIMENS. NOMINALE mm	SEZIONE EFFETTIVA mm ²	TENSIONE DI SNERVAMENTO N/mm ²	TENSIONE DI ROTTURA N/mm ²	ALLUNGAMENTO %
1	∅ 14	152,6	365	524	34,7
2	∅ 14	152,6	374	521	36,3
3	∅ 14	152,2	375	521	35,7
4	∅ 30	703,8	436	567	30,4
5	∅ 30	702,5	445	568	30,3
6	∅ 30	703,0	439	567	29,9
7	35 x 35	1207	338	529	36,1
8	35 x 35	1204	346	534	36,4
9	35 x 35	1204	343	533	36,4

Valori medi ricavati dai risultati sperimentali:

Barre ∅ 14	Tensione di snervamento	= 371.33 MPa
	Tensione di rottura	= 522.00 MPa
	Allungamento %	= 35.57
Barre ∅ 30	Tensione di snervamento	= 440.00 MPa
	Tensione di rottura	= 567.33 MPa
	Allungamento %	= 30.20
Barre a sezione quadrata	Tensione di snervamento	= 342.33 MPa
	Tensione di rottura	= 532.00 MPa
	Allungamento %	= 36.30

7 Momento di fessurazione

L'analisi sezionale, nella condizione che precede la fessurazione del calcestruzzo, è stata condotta assumendo le note ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali, di mantenimento delle sezioni piane, di perfetta aderenza tra la parte metallica ed il calcestruzzo (assenza di scorrimenti) e di calcestruzzo reagente a trazione (sezione totalmente reagente).

L'analisi della sezione composta è stata effettuata attraverso la omogeneizzazione della parte metallica a calcestruzzo.

Sezione in campata

Geometria sezione : altezza = 28 cm base = 60 cm
 area = 28,26 cm² distanza dal lembo sup. = 3,5 cm
 Armature: Area = 49 cm² distanza dal lembo sup. = 24,25 cm

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo: $f_c = 34,86$ MPa
 Acciaio : $f_y = 342,33$ MPa, $E_s = 206.000$ MPa
 Coeff. di omogeneizzazione = $E_s/E_c = 4,4$

$M_{fess} = 3.463$ tm, prodotto da un carico pari a 2.08 t/martinetti.

Tensioni massime: $\sigma_{c,sup} = -3,43$ MPa
 $\sigma_{c,inf} = 3,22$ MPa = f_{ct} = resistenza a trazione del calcest.

Sezione sull'appoggio centrale

Geometria sezione : altezza = 28 cm base = 60 cm
 Armature: area = 56,52 cm² distanza dal lembo sup. = 3,5 cm
 Area = 98,00 cm² distanza dal lembo sup. = 24,25 cm

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo: $f_c = 34,86$ MPa
 Acciaio : $f_y = 342,33$ MPa, $E_s = 206.000$ MPa
 Coeff. di omogeneizzazione = $E_s/E_c = 4,4$

$M_{fess} = -3,95$ tm, prodotto da un carico pari a 1.58 t/martinetti.

Tensioni massime: $\sigma_{c,sup} = 3,22$ MPa = f_{ct} = resistenza a trazione del calcest.
 $\sigma_{c,inf} = -2,89$ MPa

8 Rapporto tra i momenti al limite elastico positivo e negativo.

L'analisi sezionale, nella condizione ultima, è stata condotta assumendo le ipotesi del metodo agli stati limite (mantenimento delle sezioni piane, perfetta aderenza tra la parte metallica ed il calcestruzzo (assenza di scorrimenti) e calcestruzzo non reagente a trazione (sezione parzialmente reagente)).

L'analisi della sezione composta è stata effettuata con riferimento al legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo e bilineare per l'acciaio.

Sezione in campata

Geometria sezione : altezza = 28 cm base = 60 cm
 Armature: area = 28,26 cm² distanza dal lembo sup. = 3,5 cm
 Area = 49,00 cm² distanza dal lembo sup. = 24,25 cm

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo: $f_c = 34,86$ MPa, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰
 Acciaio : $f_{ys} = 342,3$ MPa, $\epsilon_{su} = 10$ ‰

$M_e^+ = 34,41$ tm = Momento al limite elastico dell'acciaio della sezione in campata.

Tensioni massime: $\sigma_c = -30,86$ MPa
 $\sigma_s = 342,3$ MPa = f_{ys}

Sezione sull'appoggio centrale

Geometria sezione : altezza = 28 cm base = 60 cm
 Armature: area = 56,52 cm² distanza dal lembo sup. = 3,5 cm
 Area = 98,00 cm² distanza dal lembo sup. = 24,25 cm

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo: $f_c = 34,86$ MPa, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰
 Acciaio : $f_{ys} = 440,0$ MPa, $\epsilon_{su} = 10$ ‰

$M_e^- = - 52,07 \text{ tm}$ = Momento al limite elastico dell'acciaio della sezione sull'appoggio centrale

Tensioni massime: $\sigma_c = -30,30 \text{ MPa}$
 $\sigma_s = 440,0 \text{ MPa} = f_{ys}$

Rapporto $\eta_E = M_e^- / M_e^+ = 520,7 / 344,1 = 1,51$

9 Sollecitazioni valutate con analisi elastica

soluzione a)

Sollecitazioni dovute a carichi concentrati $P = 21 \text{ t}$, posizionati a 1/3 di ciascuna campata, valutate con momento di inerzia delle sezioni trasversali costante :



Fig. 8. Numerazione elementi

elem	N1	T1	M1	N2	T2	M2
1	.00000E+00	.14000E+02	.78063E-14	.00000E+00	-.14000E+02	<u>.35000E+02</u>
2	.00000E+00	-.70000E+01	-.35000E+02	.00000E+00	.70000E+01	.26250E+02
3	.00000E+00	-.70000E+01	-.26250E+02	.00000E+00	.70000E+01	.17500E+02
4	.00000E+00	-.28000E+02	-.17500E+02	.00000E+00	-.28000E+02	<u>-.52500E+02</u>
5	.00000E+00	.28000E+02	.52500E+02	.00000E+00	-.28000E+02	.17500E+02
6	.00000E+00	.70000E+01	-.17500E+02	.00000E+00	-.70000E+01	.26250E+02
7	.00000E+00	.70000E+01	-.26250E+02	.00000E+00	-.70000E+01	<u>.35000E+02</u>
8	.00000E+00	-.14000E+02	-.35000E+02	.00000E+00	.14000E+02	.10991E-13

soluzione b)

Sollecitazioni dovute a carichi concentrati $P = 21 \text{ t/martinetto}$, posizionati a 1/3 di ciascuna campata, valutate tenendo conto della maggiore rigidità della sezione omogeneizzata nella zona sopra l'appoggio. La rigidità è calcolata considerando la sezione interamente reagente (Fase non fessurata)

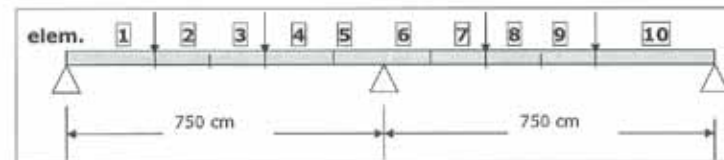


Fig. 9. Numerazione elementi

***** SPOSTAMENTI *** (in m)**

nod	UI	VI	FI
1	.00000000E+00	.00000000E+00	-.89106815E-02
2	.00000000E+00	-.17205432E-01	-.28251559E-02
3	.00000000E+00	<u>-.17282984E-01</u>	.24214263E-02
4	.00000000E+00	-.11850986E-01	.99901213E-02
5	.00000000E+00	-.40456202E-02	.55497505E-02
6	.00000000E+00	.00000000E+00	-.17387049E-16
7	.00000000E+00	-.40456202E-02	-.55497505E-02
8	.00000000E+00	-.11850986E-01	-.59901213E-02
9	.00000000E+00	-.17282984E-01	-.24214263E-02
10	.00000000E+00	-.17205432E-01	.28251559E-02
11	.00000000E+00	.00000000E+00	.89106815E-02

***** SOLLECITAZIONI *** (in t e tm)**

elem	N1	T1	M1	N2	T2	M2
1	.00000E+00	.13536E+02	-.18090E-13	.00000E+00	-.13536E+02	<u>.33840E+02</u>
2	.00000E+00	-.74641E+01	-.33840E+02	.00000E+00	.74641E+01	.24509E+02
3	.00000E+00	-.74641E+01	-.24509E+02	.00000E+00	.74641E+01	.15179E+02
4	.00000E+00	-.28464E+02	-.15179E+02	.00000E+00	-.28464E+02	-.20116E+02
5	.00000E+00	.28464E+02	.20116E+02	.00000E+00	-.28464E+02	<u>-.35981E+02</u>
6	.00000E+00	.28464E+02	.35981E+02	.00000E+00	-.28464E+02	-.20116E+02
7	.00000E+00	.28464E+02	.20116E+02	.00000E+00	-.28464E+02	.15179E+02
8	.00000E+00	.74641E+01	-.15179E+02	.00000E+00	-.74641E+01	.24509E+02
9	.00000E+00	.74641E+01	-.24509E+02	.00000E+00	-.74641E+01	<u>.33840E+02</u>
10	.00000E+00	-.13536E+02	-.33840E+02	.00000E+00	.13536E+02	-.10388E-13

Il rapporto η_S tra il massimo momento negativo M^+ , ed il massimo momento positivo è pari a:

soluzione a) $\eta_S = 1,50$
 soluzione b) $\eta_S = 1,65$

simile al rapporto η_E , pertanto il progetto della trave è tale da non consentire significative ridistribuzioni delle sollecitazioni una volta superato il momento al limite elastico.

10 Taglio

Le travi miste acciaio - calcestruzzo sono generalmente realizzate ponendo il calcestruzzo nella zona compressa della sezione, quindi al lembo superiore; è meno frequente la soluzione con calcestruzzo che riveste la parte metallica, come avviene nel caso della utilizzazione della procedura costruttiva che caratterizza le travi REP.

Non sono quindi disponibili sufficienti dati sperimentali in merito al comportamento a taglio di travi miste con calcestruzzo d'anima.

Ferma restando la necessità di approfondire lo studio dei meccanismi resistenti a taglio in tali condizioni, nella fase precedente la fessurazione, assumendo la perfetta aderenza tra la parte in acciaio e il calcestruzzo, si assimila la trave mista ad una trave in c.a.

Nella fase fessurata si considera di trascurare, in questa prima fase di studio, il contributo del calcestruzzo teso e altri possibili meccanismi resistenti, quali il contributo del calcestruzzo compresso, l'effetto bietta delle barre longitudinali del traliccio o l'ingranamento degli inerti.

Sulla base di tali ipotesi, in fase fessurata (fase II) la resistenza a taglio viene totalmente affidata alle aste inclinate del traliccio; in tal caso il legame tra la forza di taglio V e la deformazione ϵ_{WM} nelle barre inclinate risulta:

$$V = m \cdot \sigma_w^{II} A_{SW} \cdot \sin \alpha = m \cdot E_s \cdot \epsilon_w^{II} A_{SW} \cdot \sin \alpha \quad (10.1)$$

essendo m = la molteplicità del traliccio; in questo caso $m = 1$
 α = l'inclinazione delle aste tese inclinate
 A_{SW} = area totale dell'armatura a taglio nella sezione in esame

Il passaggio dalla fase non fessurata a quella fessurata determina una variazione del legame $V \cdot \epsilon_w$.

Il passaggio avviene per un valore dell'indicatore di taglio $\tau_{cr} = V_{cr} / B \cdot h_o$, essendo V_{cr} il valore del taglio che determina la comparsa della fessurazione obliqua per taglio,

τ_{cr} la tensione tangenziale corrispondente alla comparsa della fessura obliqua,
 B la base della sezione
 h_o il braccio della coppia interna

Non essendo disponibili risultati sperimentali relativi a travi miste paragonabili al tipo REP (con calcestruzzo d'anoma) per confronto, il valore di taglio critico V_{cr} viene messo in relazione con quello ricavato sperimentalmente su travi in c.a. e per il quale in letteratura vengono proposte le seguenti relazioni:

A) Migliacci - Mola [3]

$$\tau_{cr} = 0.6 f_{ctd, fless} = 0.6 \cdot 1.3 f_{ctd} = 0.6 \cdot 1.3 f_{ctk} / 1.5 = 0.6 \cdot 1.3 \cdot 0.6 \cdot f_{ctm} / 1.5 = 0.312 \cdot f_{ctm} = 0.312 \cdot 3.22 = 1.004 \text{ MPa} \quad (10.2)$$

con

f_{ctm} = valore medio della resistenza a trazione semplice (valore sperimentale = 3.22 MPa)

f_{ctk} = valore caratteristico della resistenza a trazione semplice

f_{ctd} = valore di progetto resistenza a trazione semplice

$f_{ct, fless}$ = resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo

B) F. Leonhardt [4]

$$\tau_{cr} = 0.25 \cdot (R_{ck})^{2/3} = 0.25 \cdot 56 = 14 \text{ kg/cm}^2 = 1.4 \text{ MPa} \quad (10.3)$$

con R_{ck} resistenza a compressione su cubo in kg/cm^2 (=420 kg/cm^2)

Tenuto conto dell'indicatore di taglio critico, il valore della sollecitazione di taglio corrispondente risulta:

A) $V_{cr} = \tau_{cr} \cdot B \cdot h_o = 1.004 \cdot 600 \cdot 206 = 124094 \text{ N} = 12.41 \text{ t} \quad (10.4)$

B) $V_{cr} = \tau_{cr} \cdot B \cdot h_o = 1.4 \cdot 600 \cdot 206 = 173040 \text{ N} = 17.30 \text{ t} \quad (10.5)$

con $h_o = J^{II} / S^{II}$ = rapporto tra momento di inerzia e momento statico in fase fessurata (braccio della coppia interna, Fase II)

Se si considera la teoria modificata per tener conto degli ulteriori contributi resistenti a taglio in fase fessurata [3], in aggiunta alla portanza dell'armatura A_{SW} , il legame diviene:

$$V_{M'} = (\tau - c \cdot \tau_{cr}) \cdot B \cdot h_o = m \cdot E_s \cdot \epsilon_{WM} \cdot A_{SW} \cdot \sin \alpha \quad (10.6)$$

con c coefficiente correttivo.

11 Setup di prova

La trave è stata caricata mediante forze concentrate posizionate ad 1/3 di ciascuna campata (Fig. 10).



Fig. 10. Setup di prova e posizione martinetti per l'applicazione del carico

11.1 Strumentazione esterna

- 4 martinetti di portata max 21500 daN e pompa idraulica (pressione max 70 kg/cm^2) per l'applicazione del carico, posizionati come in Fig. 10;
- 6 trasduttori potenziometrici di spostamento lineare (corsa max 50 mm, precisione 0.001 mm) per la misura delle frecce ad 1/3 di ogni campata (Fig. 11);
- Autolivello digitale (risoluzione 0.01 mm) e stadia con codice a barre, per la misura delle frecce in mezzeria per elevati livelli di carico;
- Centralina acquisizione dati 25 canali;
- 7 basi per misura con deformometro millesimale delle deformazioni del calcestruzzo (base di misura 200 mm, accuratezza di lettura 0.001) posizionate come in Fig. 12.



Fig. 11. Posizione e numerazione dei trasduttori di spostamento

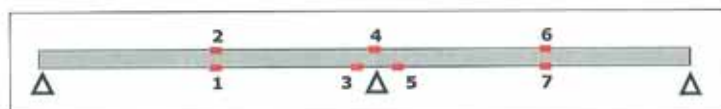


Fig. 12. Posizione e numerazione delle basi per la misura delle deformazioni del calcestruzzo.

11.2 Strumentazione interna



Fig. 13 Strain gages saldati alle barre dei tralicci prima del getto di calcestruzzo.

Nelle Figure 14 e 15 è riportata la disposizione degli strain gages, con l'indicazione della numerazione per la loro identificazione:

strain gages sui correnti inferiori:	in campata	SG-1, SG-2, SG-12, SG-13 (Fig. 15)
	sull'appoggio	SG-10, SG-11, SG-20, SG-21 (Fig. 14)
strain gages sui correnti superiori:	sull'appoggio	SG-3, SG-4, SG-5, SG-14, SG-15, SG-16 (Fig. 14)
strain gages sugli elementi inclinati:	sull'appoggio	SG-6, SG-7, SG-8, SG-9, SG-17, SG-18, SG-19, SG-20 (Fig. 14)

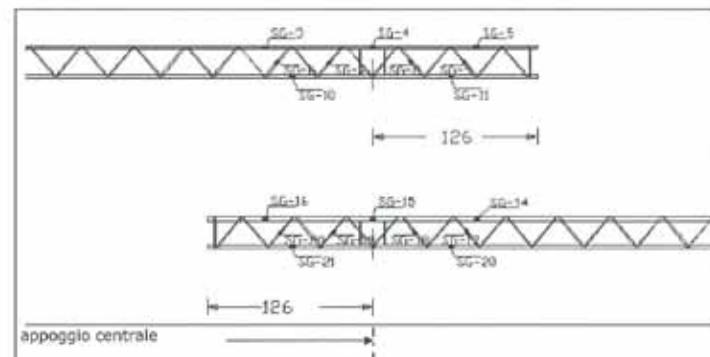


Fig. 14. Posizione strain gages in prossimità dell'appoggio

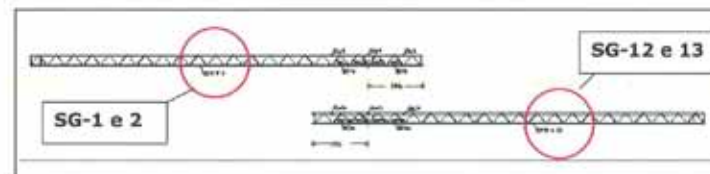


Fig. 15 Posizione strain gages sui correnti inferiori

Trave n. 1:		
campata sinistra:	tralicci esterni	strain gages da 1 a 11
campata destra:	tralicci interni	strain gages da 12 a 22

Trave n. 2:		
campata sinistra:	tralicci esterni	strain gages da 12 a 22
campata destra:	tralicci interni	strain gages da 1 a 11

Trave n. 3:		
campata sinistra:	tralicci interni	strain gages da 12 a 22
campata destra:	tralicci esterni	strain gages da 1 a 11

12 Modalità di prova

La prova si è svolta applicando il carico secondo la seguente sequenza:

- fase 1) 3 cicli di carico e scarico tra 0 e 6 t/martinetto, applicato su una sola campata (condizione asimmetrica)
- fase 2) 3 cicli di carico e scarico tra 0 e 6 t/martinetto, applicato sulle due campate (condizione simmetrica)
- fase 3) carico crescente sino a rottura.

13 Risultati della sperimentazione

13.1 Carico massimo e Modalità di rottura

Durante la prova si è riscontrato quanto segue:

- formazione di fessure verticali in corrispondenza delle zone maggiormente sollecitate a flessione.
- formazione di una fessura trasversale al lembo superiore in corrispondenza del termine dei trallici, anche per bassi livelli di carico (Fig. 17).
- nella fase di carico 3), per un valore del carico variabile nell'intervallo di 8 t/martinetto si sono formate le prime fessure inclinate in corrispondenza dell'appoggio centrale, dal lato del prolungamento dei trallici esterni. Dal lato opposto rispetto all'appoggio, le fessure inclinate si sono presentate per valori del carico superiori (Fig. 16).
- nella stessa zona, ad un valore del carico pari a circa 19-20 t/martinetto, formazione, sulle facce laterali della sezione, di una evidente fessura orizzontale in corrispondenza del corrente teso superiore
- innalzamento del prolungamento dei trallici sulla campata adiacente (esterni o interni).

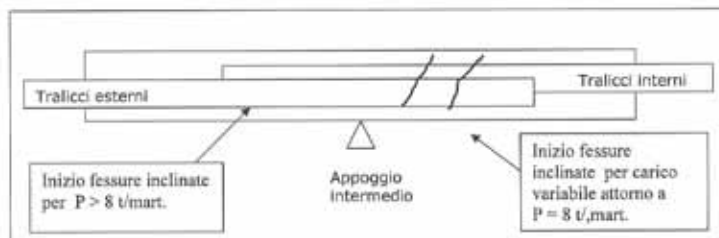


Fig. 16. Quadro delle fessure inclinate sull'appoggio

Il collasso della trave è avvenuto per rottura del calcestruzzo che avvolge i trallici nella zona di sovrapposizione, causando la perdita del trasferimento degli sforzi e quindi della continuità della trave sull'appoggio intermedio, per un valore del carico pari a 20-21 t/martinetto.

Un aumento ulteriore della corsa dei martinetti (senza sensibile variazione del carico applicato), ha determinato un incremento della sollecitazione in campata con instabilità del corrente superiore compresso.

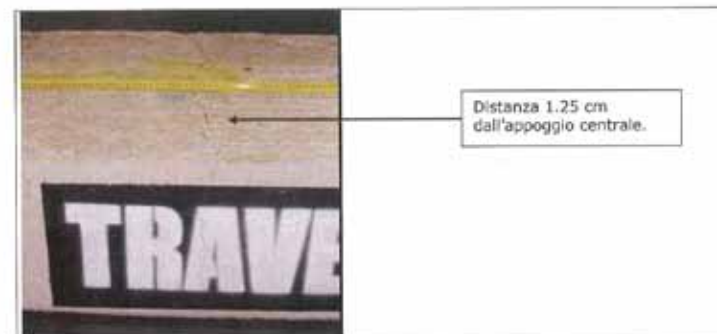


Fig. 17. Fessura trasversale in corrispondenza del termine della zona di sovrapposizione dei trallici.



Fig. 18. Zona di appoggio evidenziata nelle Fig. 20 - Fig. 21.

13.1.1 Trave n. 1

La Figura 19 mostra l'evoluzione del quadro fessurativo all'aumentare del carico per la trave n.1.

P indica il carico applicato con ciascun martinetto.

A 20 t/martinetto si è avuta la crisi del calcestruzzo sull'appoggio centrale; il carico è stato incrementato sino a 21 t/martinetto con grandi deformazioni flessionali.

Il quadro fessurativo non è simmetrico sull'appoggio centrale.

Al crescere del carico si sono formate fessure inclinate vicino all'appoggio sulla campata destra (lato a e b, prolungamento trallici esterni); a sinistra dell'appoggio centrale (prolungamento trallici interni) le fessure inclinate, minori in numero e dimensione, si sono formate a livelli di carico superiori.

A livello del carico finale, si osserva una spaccatura orizzontale in corrispondenza della prosecuzione del traliccio esterno sinistro sulla campata destra. La fessura si presenta notevolmente aperta.

Conversione Tecnoprotect s.r.l. - Università IUAV/DCA 17

Campata sinistra lato a)	Campata destra lato a)
<p>Legenda quadro</p> <p> $K = 2T(4u)$ $u = 4T(1)$ $D = 2T(1)$ $u = 10t(1m)$ $u = 21t(1)$ $u = 18t(1)$ $u = 15t(1)$ $u = 13t(1)$ $u = 11t(1)$ $u = 9t(1)$ $u = 7t(1)$ $u = 5t(1)$ </p>	

Fig. 19. Quadro fessurativo in corrispondenza dell'appoggio centrale. Campata destra, lato a).

Conversione Tecnoprotect s.r.l. - Università IUAV/DCA 18

Fig. 19. Quadro fessurativo in corrispondenza dell'appoggio centrale. Campata destra, lato b).

13.1.2 Trave n. 2

Il carico massimo raggiunto è stato di 20 t/martinetto. Il quadro fessurativo è simile a quello che si è verificato nella prova n. 1; sulla campata sinistra, vicino all'appoggio centrale non sono evidenti le fessure a taglio, che invece interessano in modo marcato la parte destra (prolungamento tralci esterni).

Campata destra, lato a).



Fig. 20. Quadro fessurativo nella zona di appoggio centrale all'aumentare del carico.



Fig. 21. Quadro fessurativo in corrispondenza dell'appoggio centrale. Campata destra, lato b).

13.1.3 Trave n. 3

Il carico massimo raggiunto è stato di 21 t/martinetto.

Il quadro fessurativo sull'appoggio centrale è in parte modificato rispetto alle situazioni precedenti.

La spaccatura orizzontale si è formata sempre dalla parte della prosecuzione del traliccio esterno sulla campata adiacente (in questo caso sulla campata sinistra). La spaccatura risulta meno aperta e l'innalzamento dei tralici ha riguardato il prolungamento di quelli centrali sulla campata di destra.

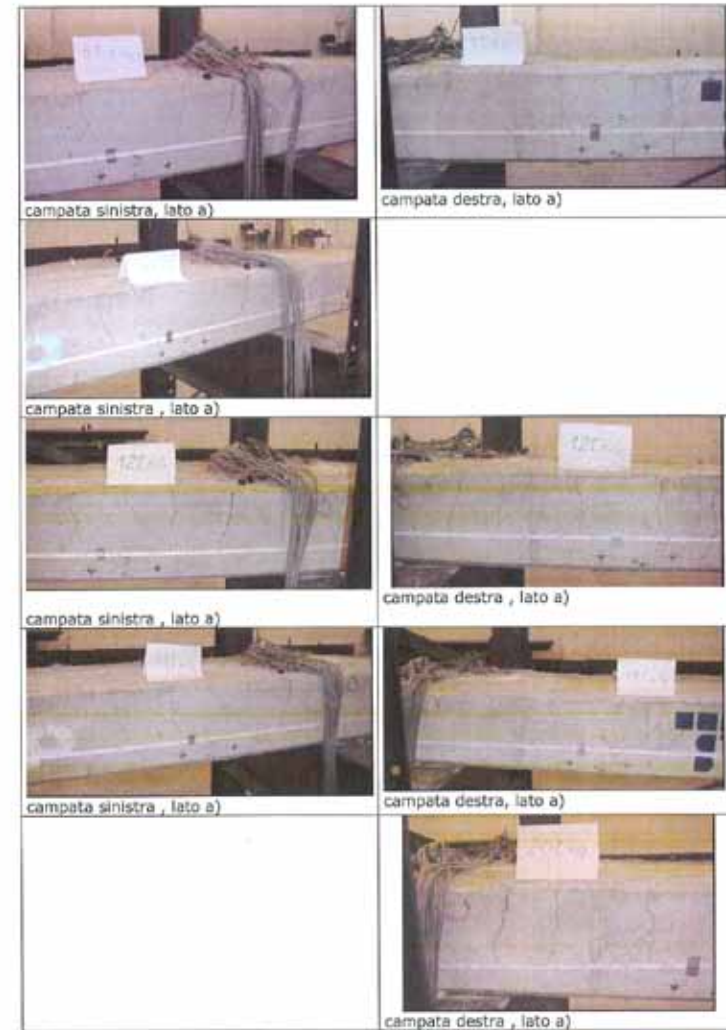




Fig. 22. Quadro fessurativo in corrispondenza dell'appoggio centrale.



Fig. 23. Quadro fessurativo in corrispondenza dell'appoggio centrale. Campata sinistra, Lato b).

13.2 Diagramma sperimentale carico-spostamento

Con riferimento alla numerazione dei trasduttori indicata in Fig. 11, nel diagramma di Fig. 25 - 29 sono rappresentati i legami carico-freccia (P-y).

Lo spostamento è stato misurato mediante i trasduttori sino al raggiungimento di 10 t/martinetto; per valori di carico superiori, al fine di evitare possibili danneggiamenti alla strumentazione, i trasduttori sono stati rimossi e la misura è stata eseguita mediante livella per le due sezioni di mezzeria.

Durante la prova non sono state misurate gli abbassamenti degli appoggi, pertanto le curve P-y contengono anche gli abbassamenti dei punti di misura dovuti ai cedimenti degli appoggi (deformazione dei traversi e recupero del gioco dei bulloni di collegamento ai telai di contrasto).

Si osserva un andamento tri-lineare, con cambiamento di pendenza per livelli di carico differenti per le tre travi, ma approssimativamente corrispondenti a:

- 10.0 t/martinetto per le travi n.1 e 3; 6 t/martinetto per la trave n.2
- 17.0-20.0 t/martinetto.

Si evidenzia che la fase di movimentazione ha determinato uno stato di pre-fessurazione della trave, che può aver influito nella chiara determinazione sperimentale del punto di passaggio tra lo stato non fessurato e quello fessurato.

Inoltre la rilevazione del carico a step definiti non ha consentito di individuare in modo continuo variazioni di rigidità in funzione della progressiva fessurazione.

Tuttavia, nella fase di carico 1, ciclo 1 (Fig. 25) si osserva una riduzione della rigidità passando da 1 a 2 t/martinetto, che sembra possa essere messa in relazione al raggiungimento del carico di fessurazione nella sezione di appoggio centrale (= 1,58 t/martinetto (paragr. 7)).

I diagrammi carico-spostamento di fase 3 risentono della fessurazione che si è venuta a creare nelle fasi di carico e scarico precedenti.

13.2.1 Trave n. 1

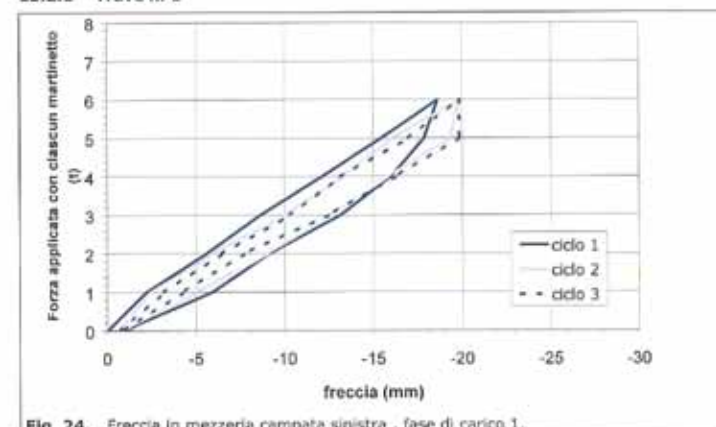


Fig. 24. Freccia in mezzeria campata sinistra, fase di carico 1.

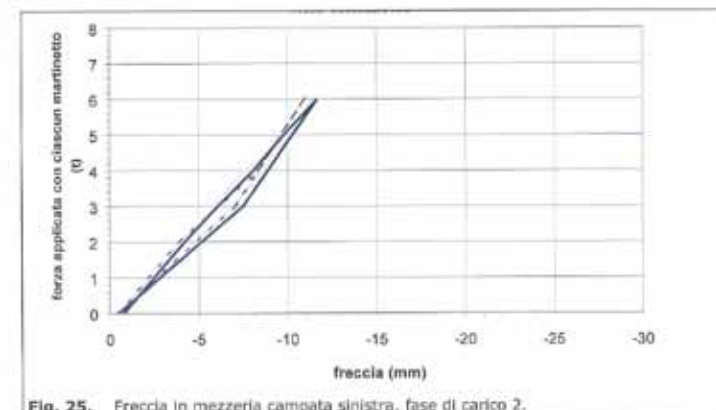


Fig. 25. Freccia in mezzeria campata sinistra, fase di carico 2.

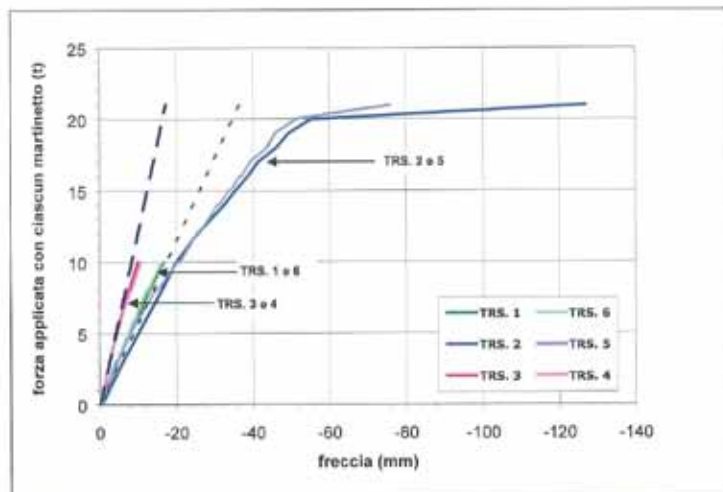


Fig. 26 Diagrammi carico - freccia, fase di carico 3.

13.2.2 Trave n. 2

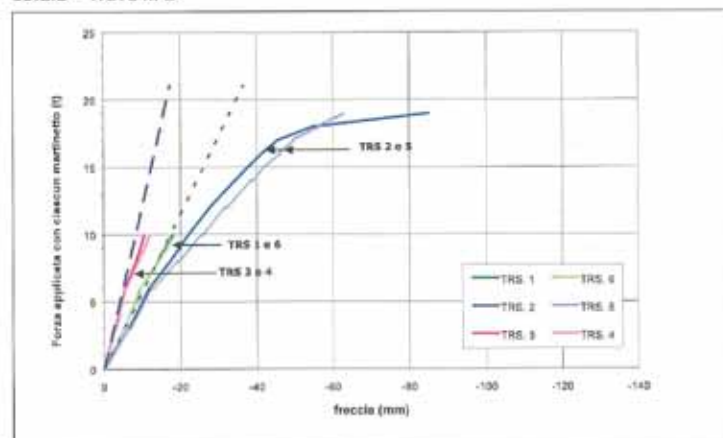


Fig. 27 Diagrammi carico - freccia, fase di carico 3.

13.2.3 Trave n. 3

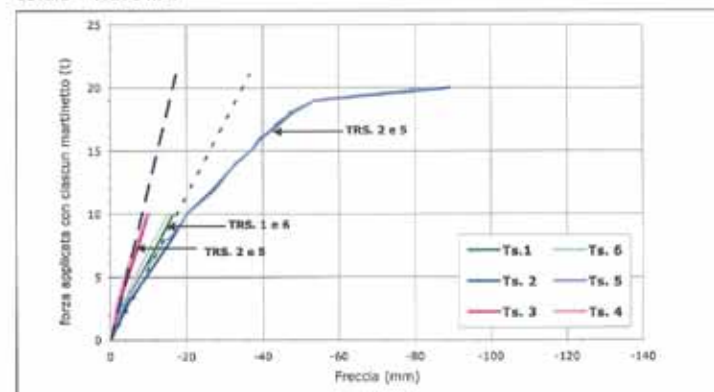


Fig. 29. Diagrammi carico - freccia, fase di carico 3.

Nelle figure 25-29, le rette tratteggiate rappresentano i legami P-y in mezzeria valutati in fase elastica con rigidità sectionale ricavata a partire dal momento di inerzia della sezione omogeneizzata non fessurata (tratteggio lungo) e fessurata (tratteggio corto). Nel confronto, si deve tener conto che i risultati sperimentali risentono della mancata misura degli spostamenti degli appoggi.

13.3 Deformazioni unitarie nel corrente inferiore in campata

13.3.1 Trave n. 1

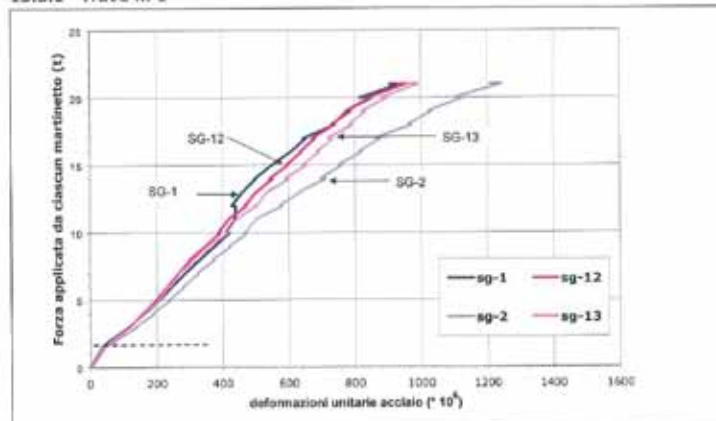


Fig. 28 Deformazioni unitarie nel corrente inferiore in campata, fase di carico 3.

13.3.2 Trave n. 2

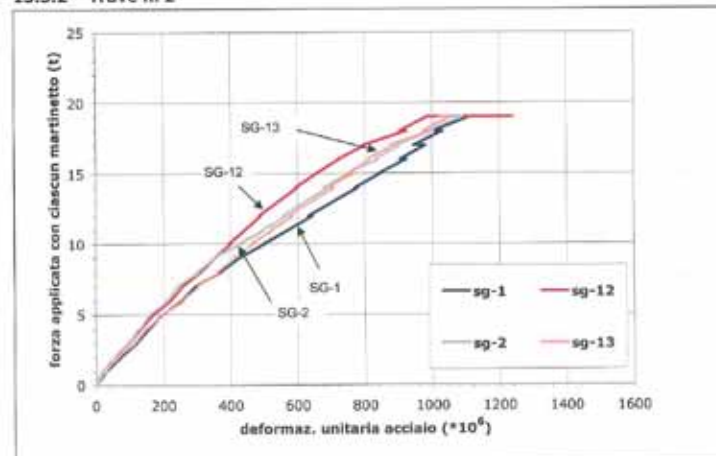


Fig. 29 Deformazioni unitarie nel corrente inferiore in campata, fase di carico 3.

13.3.3 Trave n. 3

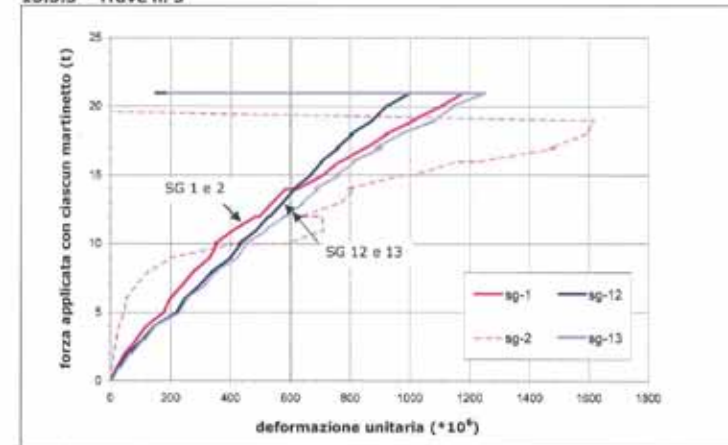


Fig. 30 Deformazioni unitarie nel corrente inferiore in campata, fase di carico 3.

Anche in tal caso il legame deformazione - carico appare di tipo lineare a tratti.

Raggiunto il carico di rottura gli strumenti sono stati sottoposti a brusche variazioni di deformazione, che di fatto hanno portato a registrare valori non attendibili (probabile distacco o rottura degli strumenti).

In nessun caso la deformazione misurata raggiunge quella al limite elastico, rimanendo tra l'0.9 e l'1.25% (escluse le misure anomale dello SG-2 nella trave 3).

13.4 Deformazioni unitarie nei correnti superiori nella zona di appoggio intermedio.

13.4.1 Trave n. 1

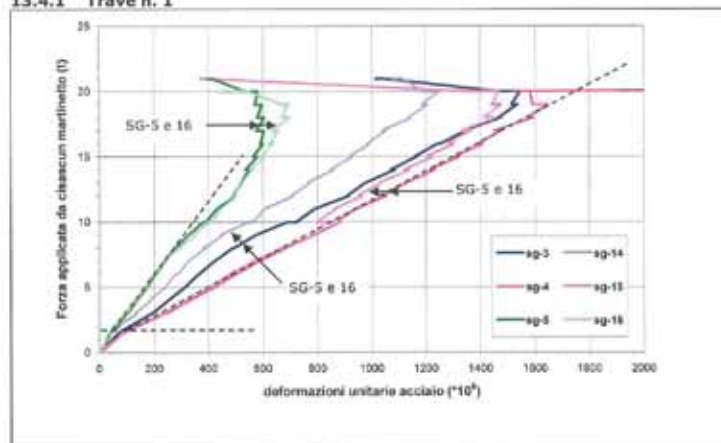


Fig. 31 Deformazioni unitarie nei correnti superiori nella zona di appoggio intermedio, fase di carico 3.

13.4.2 Trave n. 2

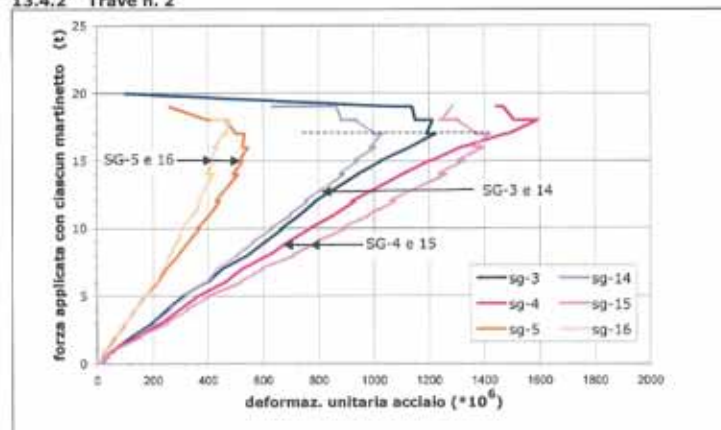


Fig. 32 Deformazioni unitarie nei correnti superiori nella zona di appoggio intermedio, fase di carico 3.

13.4.3 Trave n. 3

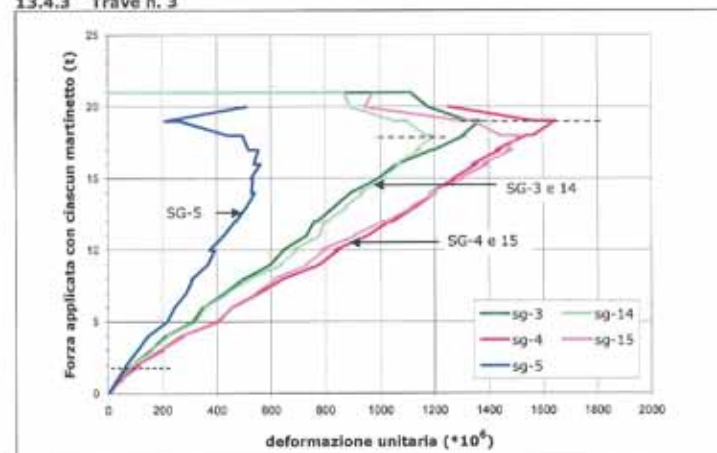


Fig. 33 Deformazioni unitarie nei correnti superiori nella zona di appoggio intermedio, fase di carico 3.

Gli strain gages 5 e 16 pur trovandosi ad una sezione con il medesimo valore teorico di sollecitazione flettente rispetto agli SG-3 e 14, risultano meno sollecitati (minori deformazioni di allungamento misurate), in quanto nelle sezioni prossime alle estremità del traliccio l'ancoraggio degli stessi non è ancora completo. In tutti e tre i casi, per un livello di carico pari a circa ¾ di quello di rottura, le deformazioni nelle posizioni 5 e 16 (estremità traliccio) tendono a diminuire all'aumentare del carico (perdita di ancoraggio); tale fenomeno ha interessato tutte e tre le posizioni di misura sull'appoggio per un livello di carico appena inferiore a quello di rottura (2.0-3.0 t/martinetto al di sotto del carico di rottura).

13.5 Deformazioni unitarie nel corrente inferiore sull'appoggio intermedio.

13.5.1 Trave n. 1

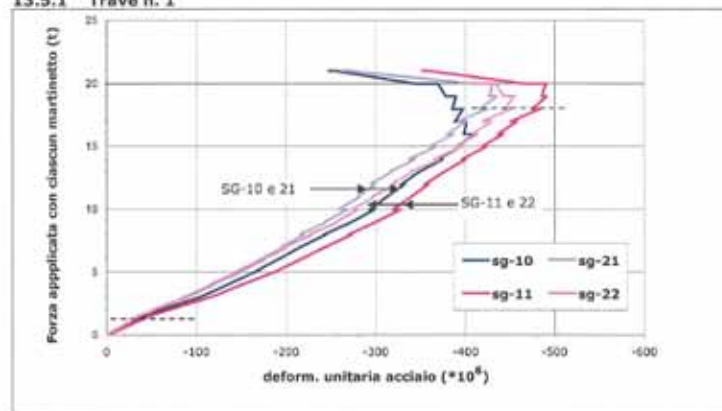


Fig. 34 Deformazioni unitarie nel corrente inferiore sull'appoggio intermedio, fase di carico 3.

13.5.2 Trave n. 2

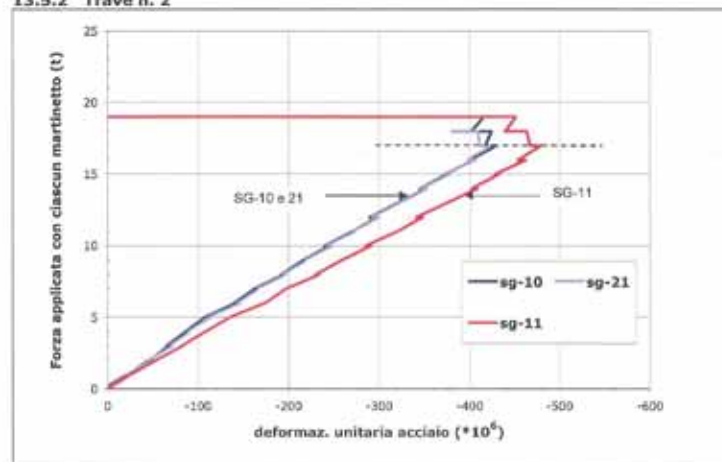


Fig. 35 Deformazioni unitarie nel corrente inferiore sull'appoggio intermedio, fase di carico 3.

13.5.3 Trave n. 3

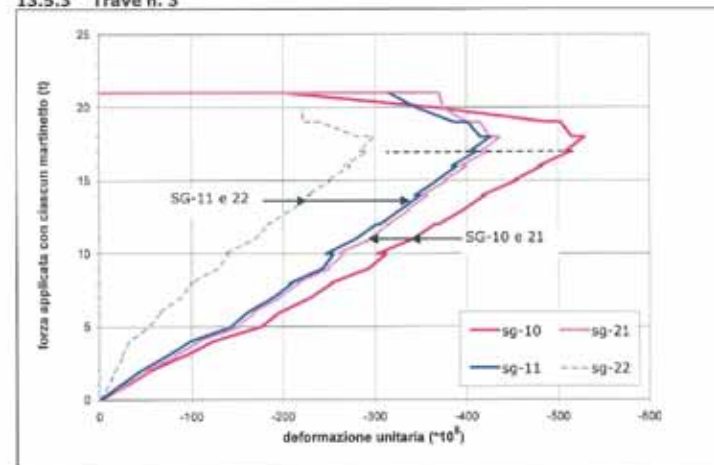


Fig. 36 Deformazioni unitarie nel corrente inferiore sull'appoggio intermedio, fase di carico 3.

In analogia a quanto accade nelle barre superiori tese sull'appoggio intermedio, anche nelle barre inferiori compresse si osserva una riduzione della deformazione in corrispondenza di un carico poco inferiore a quello di rottura, in conseguenza della perdita di continuità.

13.6 Deformazioni degli elementi inclinati del traliccio metallico sull'appoggio centrale

13.6.1 Trave n. 1

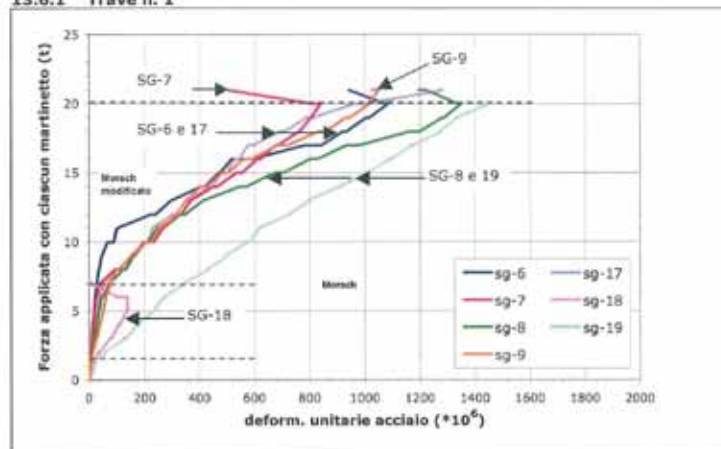


Fig. 37 Deformazione delle barre inclinate in prossimità dell'appoggio intermedio, fase di carico 3. (SG-20 non funzionante).

13.6.2 Trave n. 2

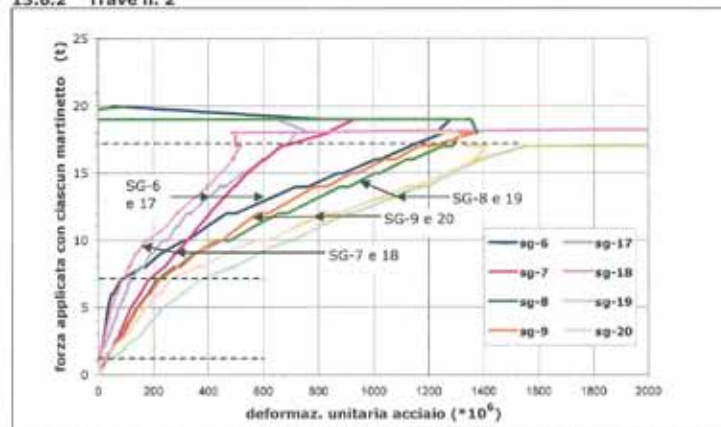


Fig. 38 Deformazione delle barre inclinate in prossimità dell'appoggio intermedio, fase di carico 3.

13.6.3 Trave n. 3

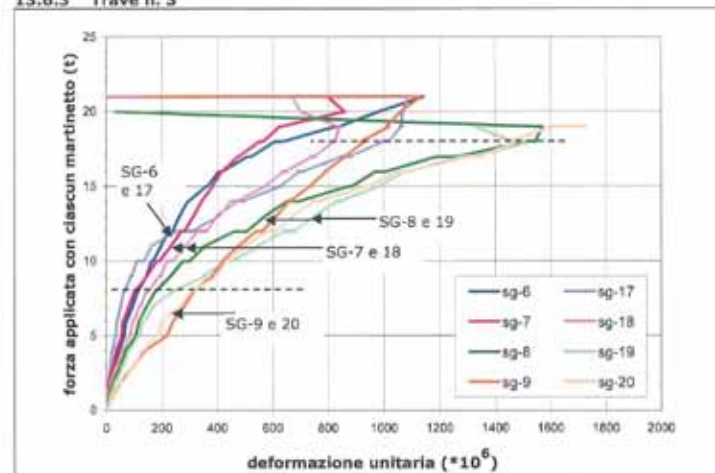


Fig. 39 Deformazione delle barre inclinate in prossimità dell'appoggio intermedio, fase di carico 3.

Per carichi superiori a circa 7.0-8.0 t/martinetto, corrispondente a quello di innescio della fessurazione inclinata, si verifica un maggiore incremento di deformazione all'aumentare del carico; in fase fessurata lo sforzo di taglio viene ripreso prevalentemente dagli elementi inclinati che risultano più sollecitati.

Tale livello di carico corrisponde ad un taglio nella zona di appoggio centrale pari a 9.3 -10.7 t; il passaggio dalla fase non fessurata a quella fessurata sembra avvenire per valori di taglio inferiori a quello V_{CR} valutato al paragr. 10. secondo le formule di previsione di letteratura valide per travi in c.a., che, come già evidenziato, sono state considerate per confronto in mancanza di dati sperimentali su strutture miste paragonabili al tipo REP®.

Appare utile ricordare che, come sottolineato al paragr. 13.1, il quadro fessurativo sull'appoggio centrale non si presenta in modo simmetrico, ma esiste una prematura formazione di fessure dal lato del prolungamento dei tralicci esterni, alla cui formazione possono aver contribuito complessi meccanismi di trasferimento degli sforzi nella zona di sovrapposizione, soprattutto sulla parte esterna caratterizzata da uno scarso ricoprimento di calcestruzzo.

Tale comportamento non simmetrico, caratterizzato da un diverso danneggiamento del calcestruzzo, sembra essere confermato dalle deformazioni misurate; le aste inclinate posizionate verso l'estremità dei tralicci (sg-8,9,19,20) mostrano avere deformazioni superiori rispetto a quelle interne (sg-6,7,17,18).

13.7 Deformazioni unitarie nel calcestruzzo

Con riferimento alla numerazione delle basi di misura indicata in Fig. 12, nei diagrammi si riportano le deformazioni unitarie nel calcestruzzo all'aumentare del carico.

13.7.1 Trave n. 1

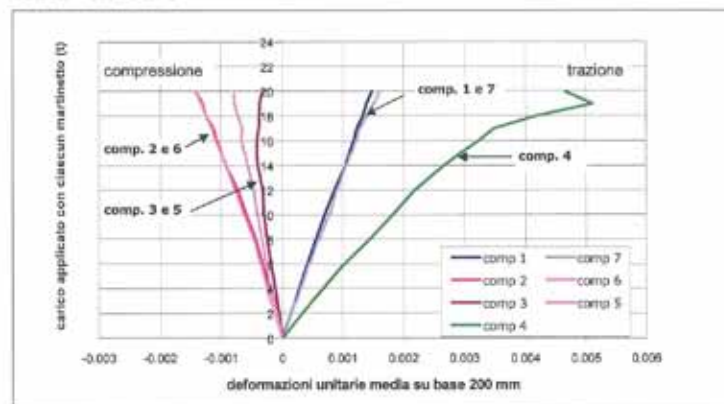


Fig. 40 Deformazioni unitarie nel calcestruzzo, fase di carico 3.

13.7.2 Trave n. 2

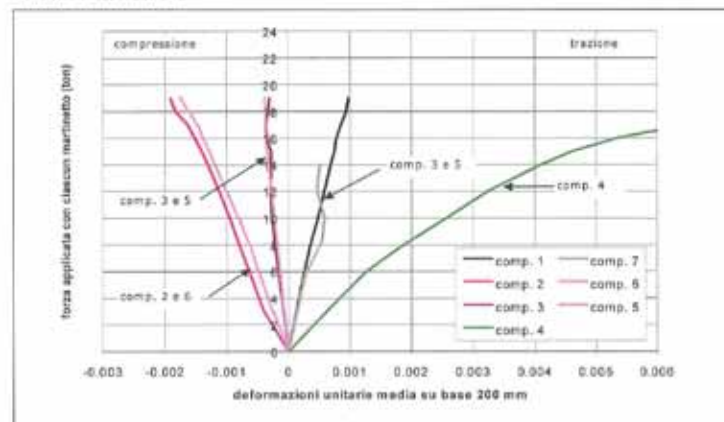


Fig. 41 Deformazioni unitarie nel calcestruzzo, fase di carico 3.

13.7.3 Trave n. 3

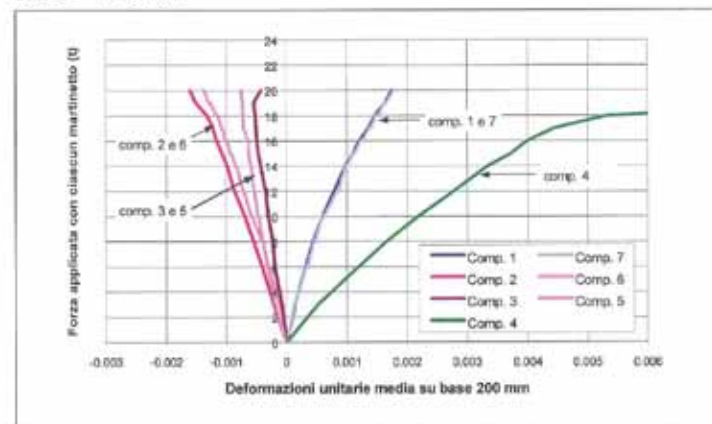


Fig. 42 Deformazioni unitarie nel calcestruzzo, fase di carico 3.

A compressioni le deformazioni non superano la deformazione limite = 0.002; non si è, quindi, verificata la crisi per schiacciamento del calcestruzzo. Elevati valori delle deformazioni medie sono stati misurati sull'appoggio intermedio a causa di significativi fenomeni anelatici (fessurazione).

14 Considerazioni conclusive

Durante la prova, il giunto sull'appoggio ha consentito una idonea trasmissione degli sforzi sino ad un livello di carico prossimo a quello che determina il momento al limite elastico teorico nella sezione di appoggio intermedio.

A circa il 40% del carico di rottura si è innescato il propagarsi di fessure inclinate vicino all'appoggio centrale.

Lo sviluppo del quadro fessurativo è avvenuto in modo non simmetrico rispetto all'appoggio centrale, mostrando una propensione alla formazione di fessure dalla parte del prolungamento dei trallici esterni.

Al riguardo si deve considerare che:

- nella zona di sovrapposizione dei trallici, il trasferimento degli sforzi è affidato al solo calcestruzzo, con uno spessore di ricoprimento dei trallici piuttosto modesto data la concentrazione di armature (circa 8 cm all'interno e 2 all'esterno).
- come evidenziato in [2] l'aderenza dei trallici avviene prevalentemente attraverso gli elementi inclinati del traliccio, i quali, come dei connettori, impediscono lo scorrimento a prezzo di pressioni localizzate nel calcestruzzo. In presenza di due trallici che scorrono in due diverse direzioni, ed in presenza di modeste quantità di ricoprimento, lo stato di tensione locale può aver giocato un ruolo importante nell'innescare della fessurazione.

Tali condizioni hanno determinato il collasso della trave per rottura del calcestruzzo nella zona di sovrapposizione delle estremità dei trallici; tale rottura ha provocato la perdita di ancoraggio dei trallici stessi con conseguente riduzione degli sforzi (testimoniata dai minori valori di deformazione misurati sulle barre).

Dall'analisi del quadro fessurativo sembra che la rottura possa essere avvenuta a causa di una azione combinata di sfilamento ed innalzamento dei trallici sopra l'appoggio centrale.

Lo studio di tale comportamento richiede una modellazione in grado di cogliere i fenomeni locali.

La prematura rottura del calcestruzzo non ha permesso il raggiungimento dello snervamento delle barre del traliccio sull'appoggio, in seguito alla forte percentuale di armatura.

Lo snervamento può aver riguardato le sezioni di campata, nelle fasi successive al collasso, ma a causa della perdita degli strumenti di misura tale fenomeno non è stato registrato.

15 Riferimenti bibliografici

- [1] Roberto Puhali, Iztok Smotlak, Relazione sulle prove "Push-out". Ist. di Scienza delle Costruzioni, Facoltà di Ing. dell'Univ di Trieste.
- [2] Giordano, Ombres, Spadea, Problemi di aderenza nelle travi miste prefabbricate tipo "REP", Congresso CTE 1988.
- [3] Migliacci, Mola, Progetto agli stati limite delle strutture in c.a., Ed. Masson
- [4] F. Leonhardt, Calcolo di progetto e tecniche costruttive, vol. 4., Edizioni tecniche.

12.2.5. Rapporto di prova Pilastro PTC® Department of Bridge Engineering of Tongji University

Static and Cyclic tests on joint elements between composite concrete and concrete beams and high strength concrete column



Department of Bridge Engineering, Tongji University



2010-1-29

clew



桥梁设计方法与过程研究室
Bridge Design Methods and Processes

Project : Static and Cyclic tests on joint elements between composite concrete and concrete beams and high strength concrete column

commission institution : Tecnostrutture Srl, Venice-Noventa di Piave, Italy

project director : Prof. Airong CHEN

researchers : Prof. Airong CHEN

Prof. Tobia Zordan

Prof. Bruno Briseghella Fuzhou University

Dr. Xin RUAN

Dr. Rujin MA

Dr. Dalei WANG

Jun HE

Zhen ZHANG

Junqing XUE PhD candidate of IUAV
University of Venice, Italy

Enrico MAZZAROLO PhD candidate of IUAV
University of Venice, Italy

Written By : Jun HE



桥梁设计方法与过程研究室
Bridge Design Methods and Processes

1. Campagna di prove sperimentali statiche

1.1. Scopo della ricerca

Lo scopo della ricerca è quello di indagare le caratteristiche di resistenza e rigidità del nodo trave-colonna, individuando la capacità rotazionale, e la modalità di collasso sotto carico monotono incrementale.

1.2. Set-up di prova

Le prove sono state eseguite su modelli del nodo colonna-trave-colonna allo studio realizzati in scala 1:1. Per motivi legati alle dimensioni imposte dalle macchine di prova e dal relativo telaio di contrasto l'altezza delle colonne è stata assunta pari a 2 m. Le dimensioni principali dei campioni testati e i vari spessori delle piastre verticali ed orizzontali analizzate sono riportate nella tabella successiva (Tabella 1-1).

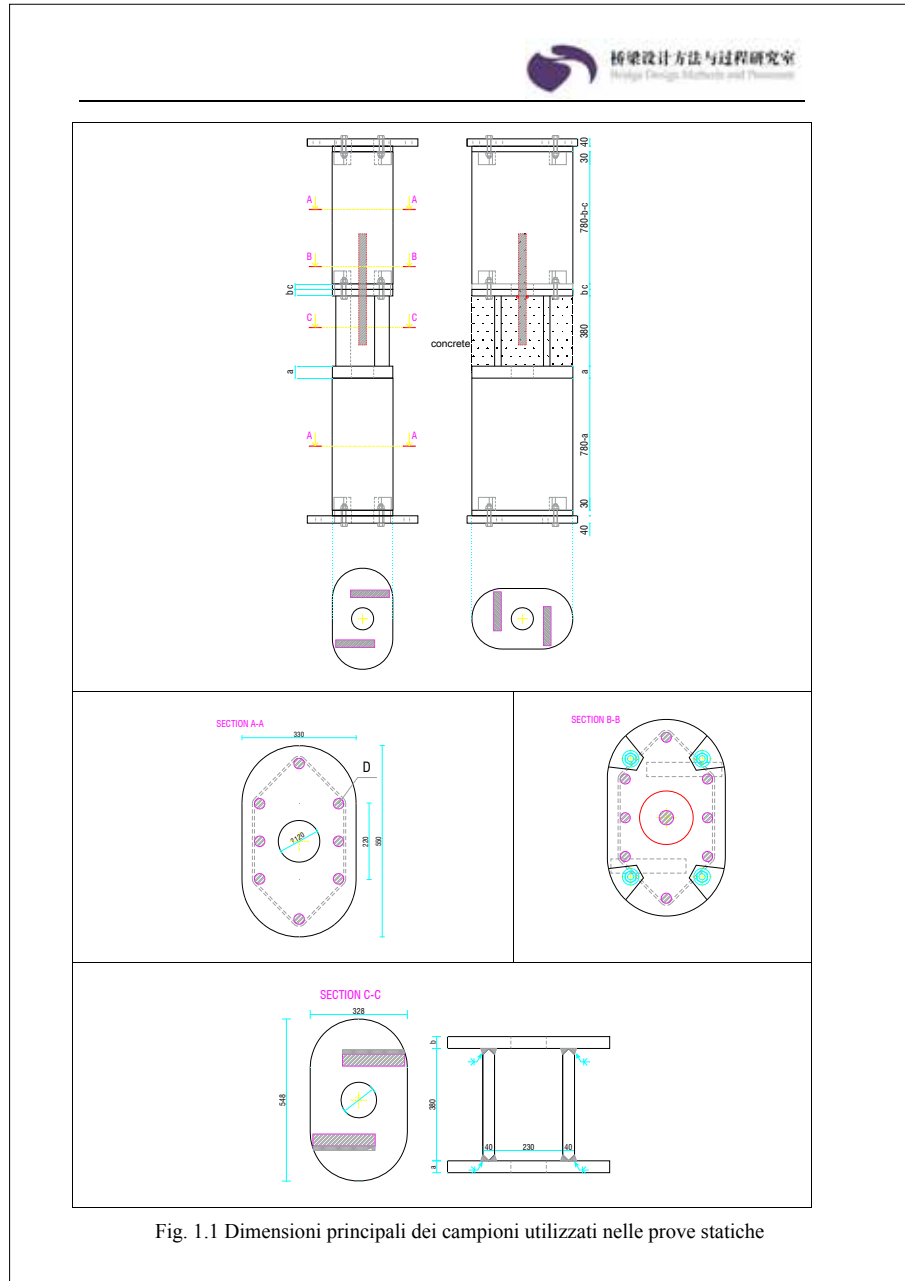


Fig. 1.1 Dimensioni principali dei campioni utilizzati nelle prove statiche

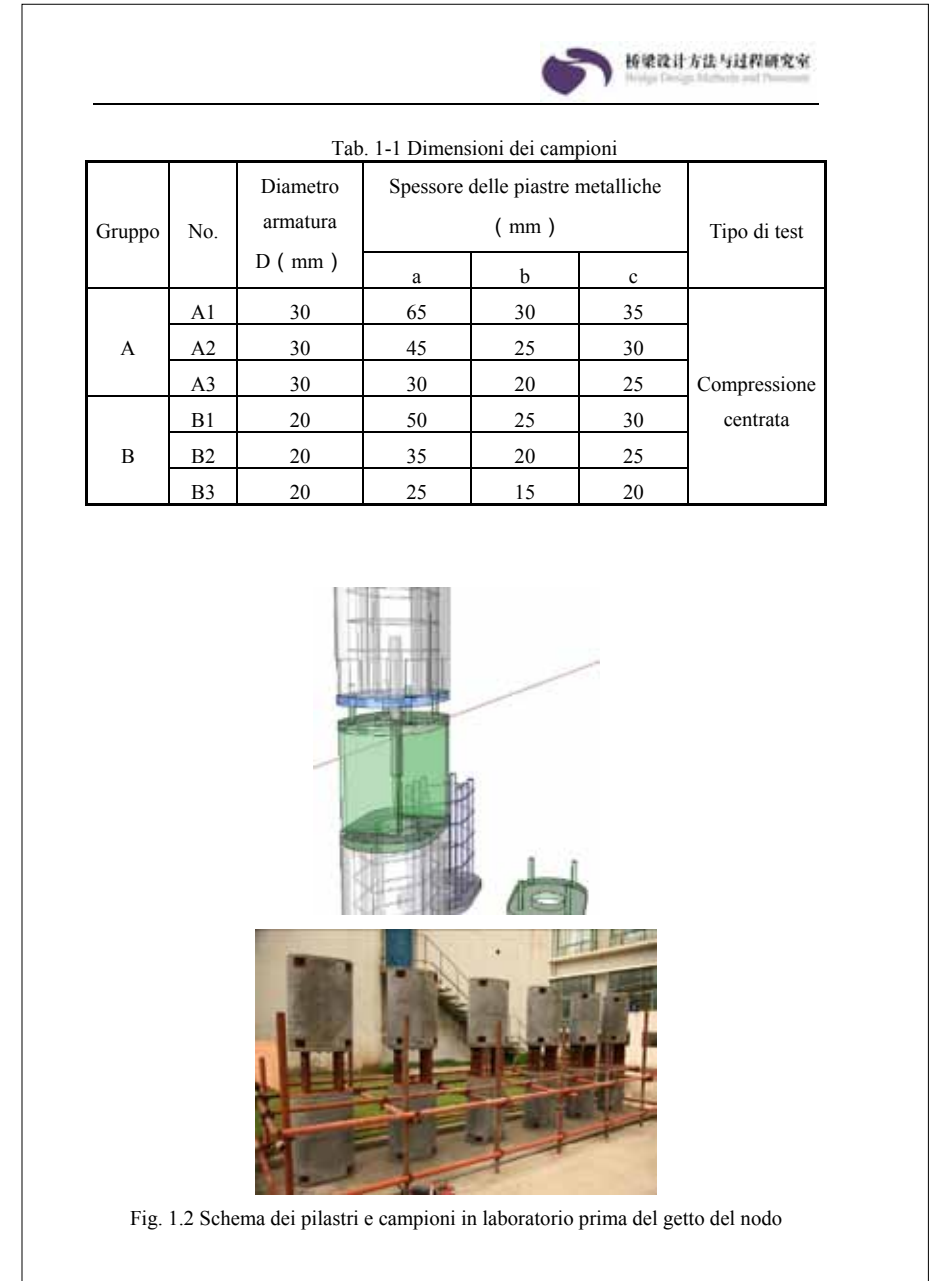


Fig. 1.2 Schema dei pilastri e campioni in laboratorio prima del getto del nodo

1.3. Risultati della campagna di prove sperimentali statiche

Si riportano nel seguito alcuni diagrammi che descrivono i risultati della campagna di prove sperimentali statiche, in termini di carico-spostamento verticale (Figura 1.3) e carico-deformazione dei piatti verticali del nodo (Figura 1.5).

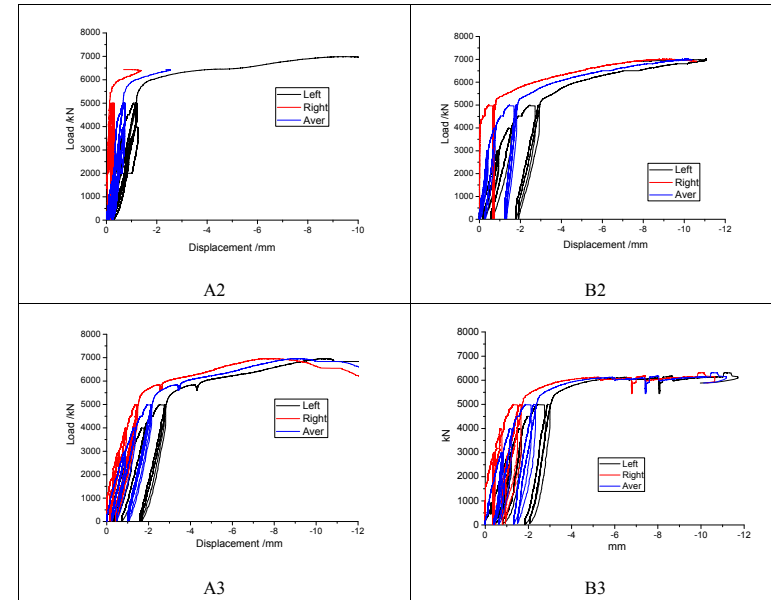
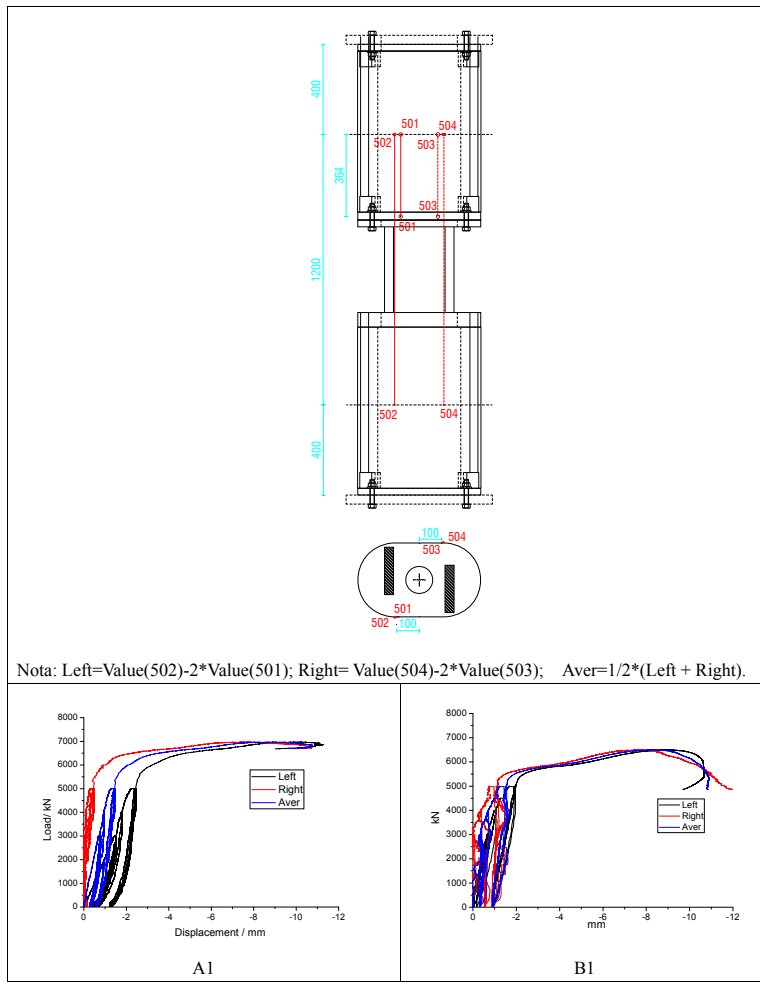


Fig. 1.3 Tipiche curve carico-spostamento ottenute dalle prove statiche



Fig. 1.4 Immagini di alcuni campioni portati a rottura

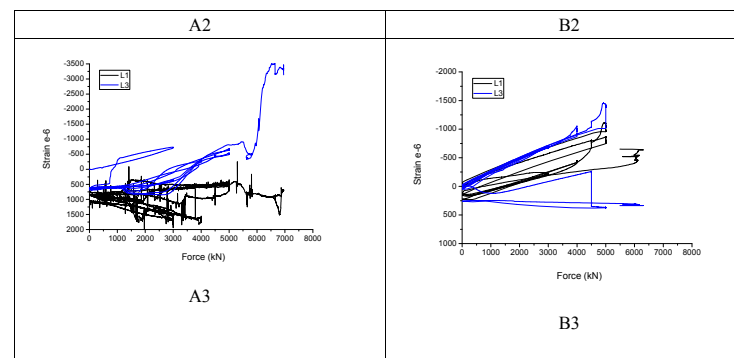
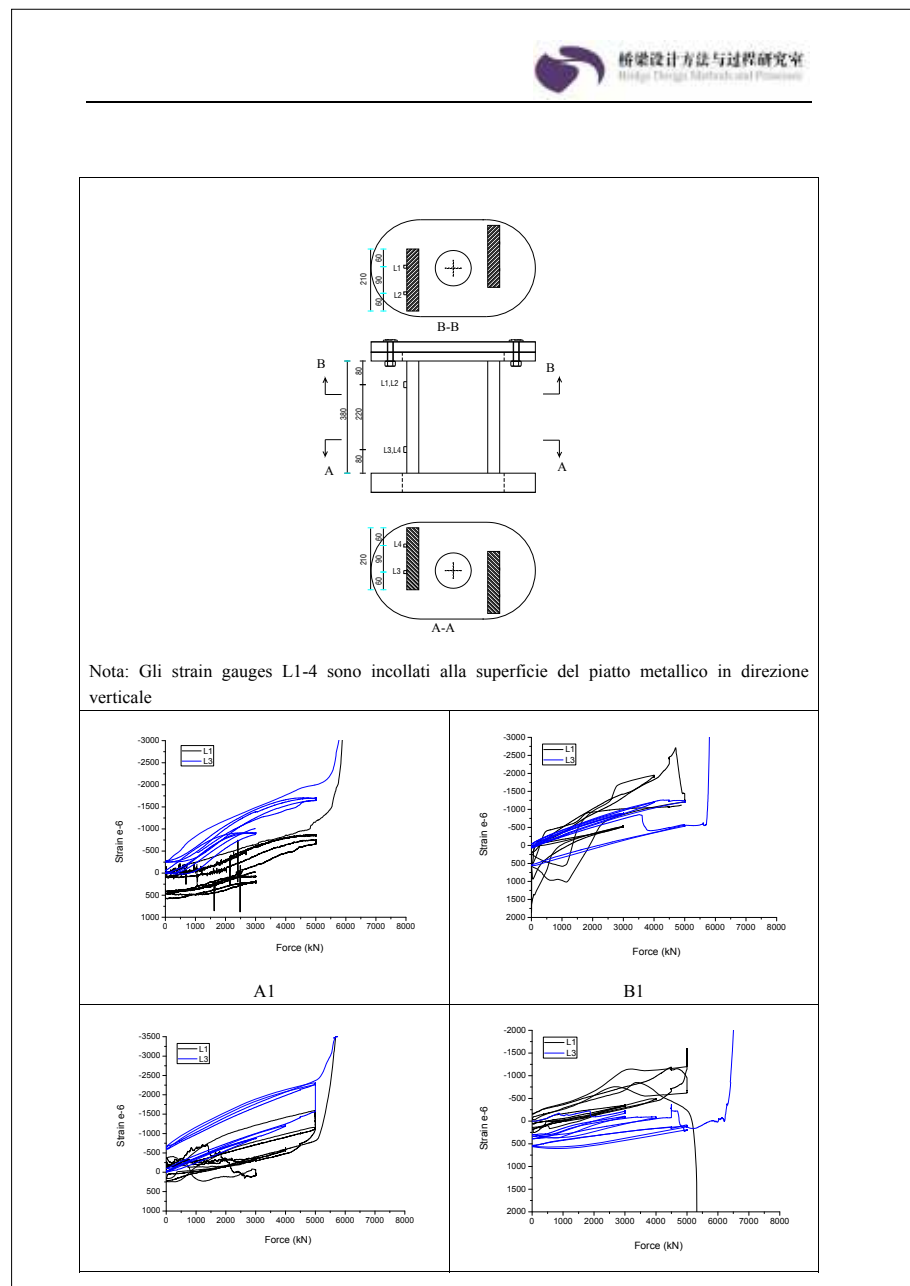


Fig. 1.5 Curve carico-deformazione ottenute dagli strain gauges L1 e L3

2. Campagna di prove sperimentali cicliche

2.1. Scopo della ricerca

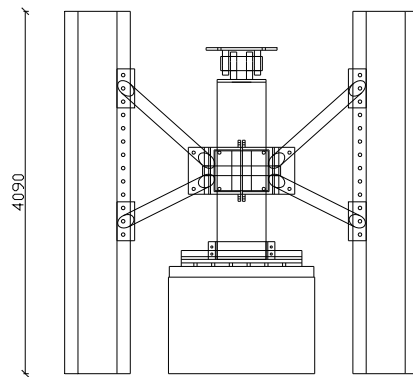
Lo scopo della ricerca è quello di indagare le caratteristiche di resistenza e rigidità del nodo trave-colonna sotto carico ciclico, la sua capacità dissipativa e deformativa e il degrado di rigidità all'aumentare dei cicli.

2.2. Set-up di prova

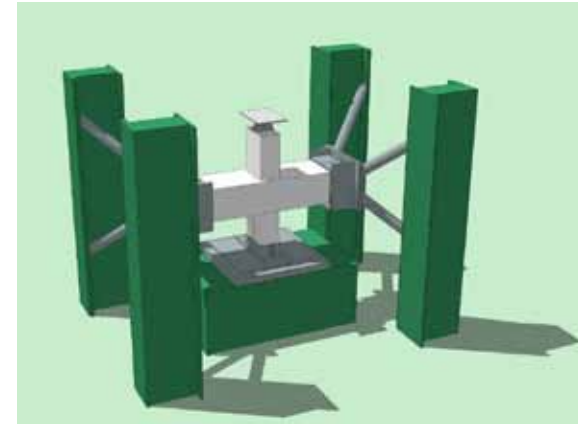
Anche nel caso delle prove cicliche si sono utilizzati modelli del nodo colonna-trave-colonna realizzati in scala 1:1. L'altezza delle colonne è stata assunta pari a 2 m e la lunghezza delle travi pari a 2.656 m per rispettare limiti dovuti alle macchine di prova utilizzate. Le dimensioni principali dei campioni testati e i vari spessori delle piastre verticali ed orizzontali analizzate sono riportate nella tabella successiva (Tabella 2-1).

Tab. 2-1 Dimensioni dei campioni

Gruppo	No.	Diametro armature D (mm)	Spessori delle piastre metalliche (mm)			Tipi di test
			a	b	c	
C	C1	30	65	30	35	Carico ciclico
	C2	30	45	25	30	
	C3	30	30	20	25	
D	D1	20	50	25	30	
	D2	20	35	20	25	
	D3	20	25	15	20	



(a) Vista laterale

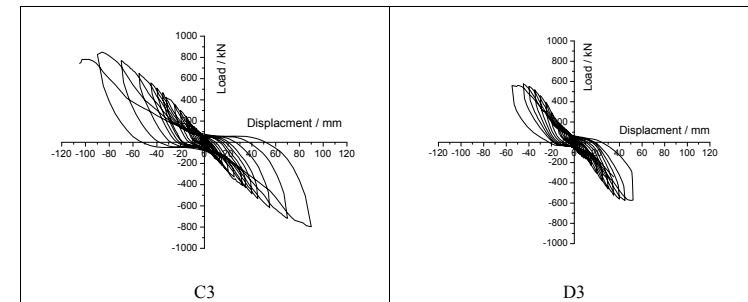
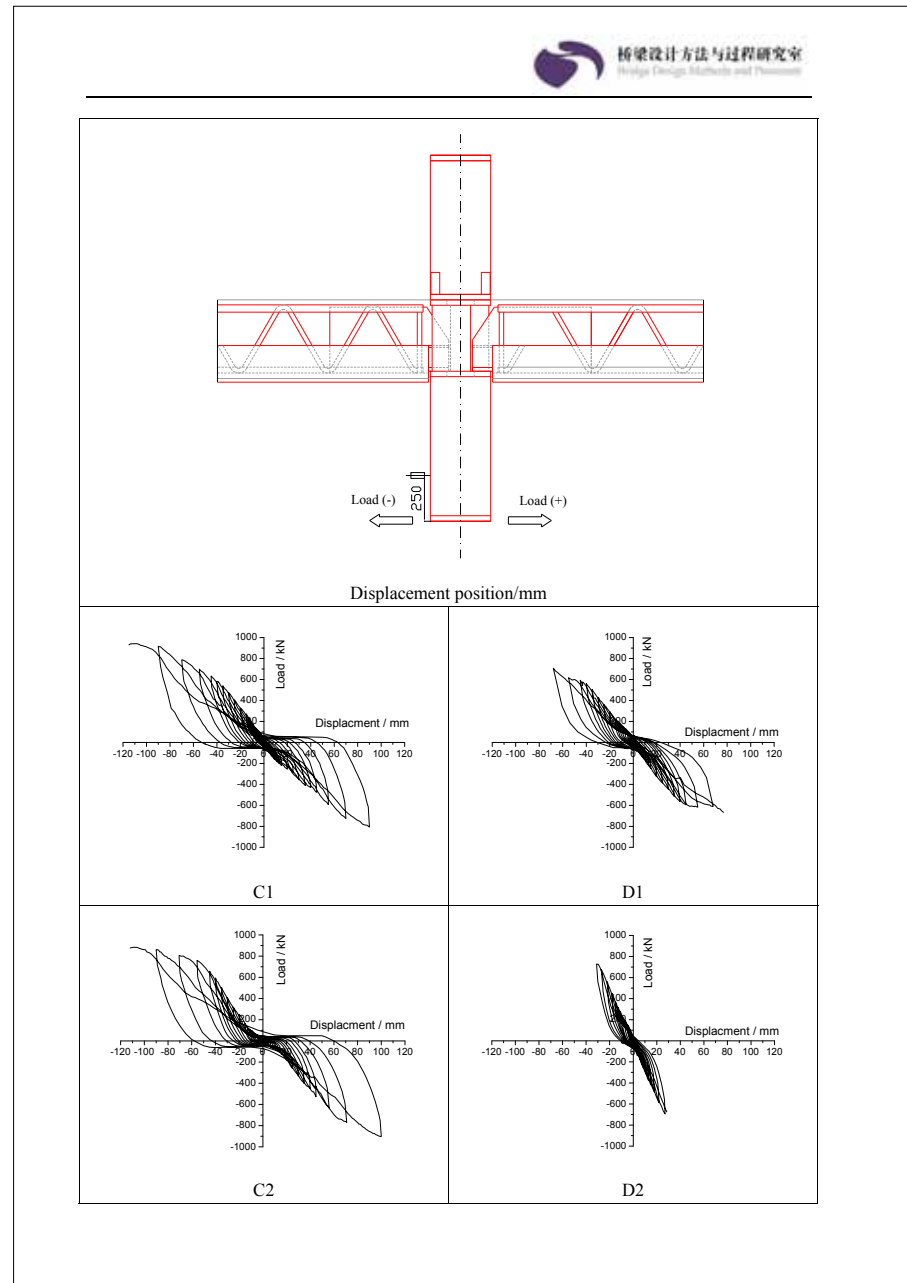


(b) Vista tridimensionale

Fig. 2.1 Set-up di prova

2.3. Risultati della campagna di prove sperimentali cicliche

Si riportano nel seguito alcuni diagrammi Curve $P-A$ che descrivono i risultati della campagna di prove sperimentali cicliche (Figura 2.2).

Fig. 2.2 Curve $P-A$ di alcuni provini

3. Considerazioni conclusive

La campagna sperimentale oggetto della presente ricerca ha riguardato il test di una serie di provini realizzati tramite assemblaggio di componenti prefabbricate attraverso la realizzazione di una connessione in struttura mista acciaio-calcestruzzo tra una trave REP® e un pilastro centrifugato caratterizzato da calcestruzzo ad alte prestazioni.

I test effettuati sono stati di due tipi:

- statici con carico assiale crescente fino a collasso del provino;
- ciclici con carico alternato crescente fino a collasso del provino.

Sono stati testati 3 provini (porzione di pilastro) a carico statico e 3 provini (porzioni di pilastro+travi) a carico alternato.

3.1. Test con carico assiale

I risultati dei test assiali effettuati hanno evidenziato come il collasso dei pilastri sia stato causato essenzialmente dall'instabilità manifestata dai piatti metallici verticali a collegamento del nodo in spessore di solaio.

Il setup di prova previsto per la prova assiale ha voluto prescindere da condizioni di confinamento del calcestruzzo assicurate dal solaio. Si è infatti preferito, visto il numero limitato di provini a disposizione, prescindere dal grado di confinamento assicurato da una configurazione d'angolo o interna al telaio dell'edificio per simulare la condizione al contorno più sfavorevole, in vista di una taratura del modello interpretativo agli



elementi finiti che consentisse in seguito di prendere in considerazione l'effetto della presenza di un solaio (situazione reale in opera). Nei casi reali, a seconda del grado di confinamento assicurato dalle condizioni al contorno, si otterrà un aumento delle riserve di resistenza della connessione per l'aumento delle condizioni di vincolo applicate ai piatti verticali.

Da un confronto dei risultati tra i provini A1-A3 e i provini B1-B3 si rileva come le deformazioni verticali siano cresciute con legge pressoché lineare fino ad un carico di circa 500kN. Il carico di collasso dei provini con barre di armatura di diametro maggiore ($\Phi 30$) si è rivelato superiore a quello dei provini con barre di armatura $\Phi 20$.

Tuttavia, nell'ambito di famiglie di provini caratterizzati da diametri d'armatura uguali, la variazione di spessore dei piatti verticali e orizzontali, all'interno dei range di spessore testati, non ha comportato significative variazioni dei carichi ultimi.

3.2. Test con carico ciclico

I risultati dei test ciclici hanno evidenziato due diverse modalità di collasso riscontrate in conseguenza a diverse condizioni di vincolo nella parte inferiore del pilastro.

L'indagine sperimentale del nodo trave-colonna con carico ciclico richiede ulteriori approfondimenti per il pieno e completo utilizzo del nodo in zona sismica all'interno di telai a nodi fissi.

12.2.6. Rapporto di prova Trave REP[®] Nor Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli studi di Padova

Sperimentazione su travi tralicciate miste tipo Rep[®]-Nor

Roberto Scotta

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti – Università di Padova – Via Marzolo, 9 – 35131 Padova

INTRODUZIONE

Si descrivono i risultati di una serie di prove di carico condotte fino a rottura su travi miste acciaio-calcestruzzo di tipo Rep[®]-Nor. Trattasi di travi formate da un traliccio reticolare metallico, autoportante per i carichi di prima fase, che viene completato in opera mediante un getto di calcestruzzo, collaborante per i carichi applicati nelle fasi successive. Esse sono pertanto inquadrabili nella tipologia delle strutture metalliche nella prima fase transitoria, assumendo però le caratteristiche delle strutture miste nella fase di esercizio.

Nonostante tali tipologie strutturali siano state concepite ed utilizzate fin dal 1967 (a tale anno risale infatti il brevetto dell'ing. S. Leone) negli ultimi anni il loro utilizzo nell'industria delle costruzioni ha subito un incremento esponenziale, conseguente all'esigenza di industrializzare il processo edilizio, e si è assistito ad una moltiplicazione sia dei campi di utilizzo, al di fuori di quello della sola dell'edilizia residenziale, sia delle tipologie di tali travi, oltre alla classica trave NOR con fondello in acciaio si producono travi con suola prefabbricata in calcestruzzo e con fondello in laterizio.

Questi fattori e l'ormai definitivo avvento dei metodi progettuali agli Stati Limite, impongono la ripresa dell'attività di sperimentazione sulle travi tralicciate miste e l'approfondimento delle metodologie di calcolo e verifica finora principalmente basate sul metodo delle tensioni ammissibili.

La sperimentazione di laboratorio descritta nel seguente lavoro rappresenta un primo risultato parziale di una campagna di sperimentazione programmata per condurre, alla sua conclusione, ad un processo di ottimizzazione della tipologia strutturale indagata e alla caratterizzazione sistematica delle sue caratteristiche di duttilità e resistenza, in vista anche di una loro utilizzazione in strutture sismo-resistenti.

In questa prima fase della sperimentazione, condotta nell'ambito di una tesi di laurea, si è indagato il comportamento a rottura di 8 travi di tipo classico con fondello in acciaio. Di queste quattro sono state provate "nude", ovvero prive del getto di completamento, e hanno permesso di indagare il comportamento in prima fase, le rimanenti erano invece complete di getto in calcestruzzo. Globalmente sono state condotte 10 prove in cui il carico è stato applicato alle travi fino ad ottenere la loro rottura completa. Le prove sono state progettate per far avvenire la rottura sia per sollecitazione di flessione che per sollecitazione di taglio.

Nel lavoro vengono dapprima descritte le modalità di prova e la strumentazione utilizzata, quindi vengono interpretati i risultati sperimentali sulle travi, alla luce delle caratteristiche meccaniche medie dei materiali costituenti.

Parole chiave: strutture miste, travi REP[®], travi tralicciate, prove a rottura, taglio, flessione

Roberto Scotta

Sperimentazione su travi tralicciate miste

DESCRIZIONE DEI CAMPIONI E DELL'APPARATO SPERIMENTALE

Generalità sulle travi tralicciate miste

Le travi tipo REP[®] si collocano nell'ambito delle travi tralicciate metalliche, con caratteristiche di autoportanza rispetto ai carichi applicati di prima fase (tipicamente peso proprio, dei soletti e del getto in opera), che vengono completate mediante un getto di calcestruzzo successivo, dando luogo a strutture miste in grado di sopportare gli incrementi di carico successivi (carichi permanenti portati e carichi accidentali).

Pertanto la struttura metallica risulta soggetta a stati tensionali sia per i carichi di I^a che di II^a fase, mentre il getto di calcestruzzo è interessato solamente dagli incrementi di carico successivi alla sua maturazione. Ne consegue la possibilità di ridurre le dimensioni di ingombro delle travi e di minimizzare gli effetti della viscosità e della fessurazione, rispetto ad una soluzione in calcestruzzo armato di tipo classico.

Le travi tralicciate sono realizzate con tondi o quadri di acciaio per strutture saldate del tipo Fe510 C UNI 7870 qualificato e certificato secondo norme EN 10204-91, assemblati con un procedimento di saldatura ad arco sotto gas di protezione. Esse sono formate da un corrente superiore ed inferiore collegati da un traliccio d'anima reticolare a maglie triangolari isosceli con asse verticale. In testata sono completate con un martello trasversale che ha funzione di distribuire la reazione concentrata di appoggio, oltre che di dispositivo antiballamento e di ancoraggio.

Le dimensioni delle travi e delle sezioni metalliche utilizzate e le caratteristiche del calcestruzzo del getto di completamento, sono ottimizzati in funzione delle tipologie e valori di carico e delle prestazioni resistenziali e deformative che sono richieste alla struttura.

Nella Figura 1 si riporta una foto di una applicazione in cantiere e un dettaglio della zona terminale delle travi tralicciate della classica tipologia NOR oggetto della presente sperimentazione, in cui il corrente inferiore è integrato da un piatto metallico che funge da appoggio provvisorio per gli elementi di soletto e da cassero di contenimento del getto.



Figura 1: utilizzo di trave REP[®] per il sostegno di un soletto e dettaglio della sezione terminale

Il programma sperimentale

Si sono realizzati 8 tralicci gemelli tipo NOR, in acciaio Fe510c, in cui il corrente inferiore era costituito da un piatto 200x5 mm, il corrente superiore da n. 3ϕ14 e l'armatura d'anima era realizzata con n. 2ϕ10 con passo 374 mm. Le caratteristiche geometriche dei tralicci e della sezione di getto di calcestruzzo di completamento sono sintetizzate nella Figura 2.

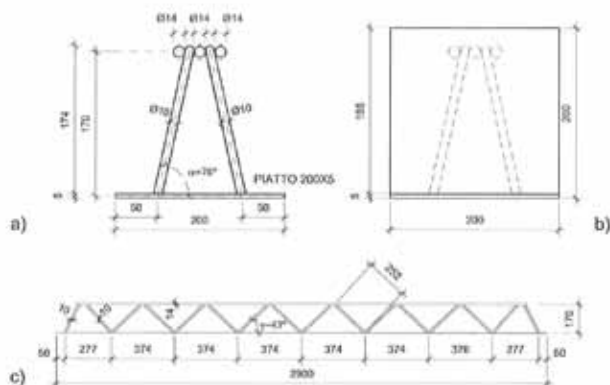


Figura 2: sezione trasversale del traliccio (a) e della trave mista (b). Vista laterale del traliccio (c).

Quattro di tali tralicci sono stati utilizzati nudi, ovvero senza getto di completamento, per prove di carico fino a rottura per flessione prima e poi per taglio, atte a verificare il comportamento delle travi in prima fase. I rimanenti tralicci sono stati utilizzati per realizzare altrettante travi miste sulle quali analogamente sono state effettuate delle prove di carico fino a rottura sia per flessione che per taglio. Il complesso delle prove effettuate è riassunto nella seguente tabella.

Trave		N° e tipo prova	
Tipo	Sigla	Flessione	Taglio
Solo acciaio	A-1	1	3
	A-2	2	4
	A-3	-	5
	A-4	-	6
Mista	M-1	7	-
	M-2	8	-
	M-3	-	9
	M-4	-	10

Tabella 1: sintesi e numerazione delle prove effettuate

Metodologia di prova

La sperimentazione è stata eseguita presso il Laboratorio Sperimentale Prove sui Materiali del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova nel periodo Novembre-Dicembre 2005.

Le travi sono state assoggettate ad uno schema di carico concentrato a 4 punti, applicato mediante unico martinetto idraulico contrastato su portale in acciaio. Il carico trasmesso dal martinetto veniva diviso sui due punti di carico sul campione in modo simmetrico mediante una trave di ripartizione in acciaio. La forza applicata alla trave veniva misurata mediante una cella di carico interposta fra il martinetto e la trave di ripartizione.

Una vista generale dell'apparecchiatura di prova è riportata in Figura 3.

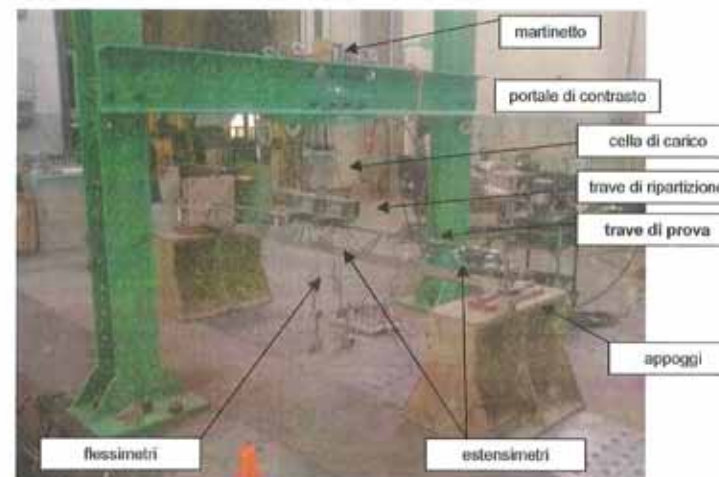


Figura 3: apparato sperimentale predisposto per la prova a flessione su una trave nuda

Le misure di freccia delle travi venivano effettuate mediante flessimetri in mezzeria (corsa 50 mm), ai due lati del piatto per compensare eventuali effetti torsionali, e sugli appoggi (corsa 10 mm) per compensare eventuali spostamenti di questi ultimi sotto carico.

Le misure di deformazione venivano effettuate mediante estensimetri DD1 su base 100 mm, su 6 aste di anima in vicinanza degli appoggi e sul corrente superiore ed inferiore in mezzeria. Nel caso di travi nude gli estensimetri venivano applicati direttamente all'armatura metallica. Nel caso di travi miste i punti di misura sono stati portati sull'esterno della superficie di getto mediante degli spezzoni di acciaio saldati all'armatura interna e isolati dal calcestruzzo mediante una guaina spugnosa in modo da non ingenerare deformazioni all'interno degli spezzoni stessi. In tal caso le misure di deformazione ottenute sulla superficie del getto sono state depurate delle componenti di rotazione rigida degli spezzoni per essere riportate al livello dell'armatura. Un dettaglio degli estensimetri e dei flessimetri utilizzati per la misurazione delle deformazioni è in Figura 4.

I dati della cella di carico e le misure di deformazione delle aste e di abbassamento della trave venivano registrati in continuo mediante un sistema di acquisizione automatico digitale a dodici canali che trasferiva i risultati direttamente su foglio elettronico per la loro successiva elaborazione.

Lo schema di applicazione del carico e le posizioni delle basi di misura estensimetriche sono riportate nella Figura 5 per le diverse tipologie di prove effettuate. La Figura 6 riassume invece la documentazione fotografica raccolta durante le prove.

Roberto Scotta

Sperimentazione su travi tralicciate miste



Figura 4: vista degli estensimetri all'appoggio e dei flessimetri e dettaglio dell'estensimetro applicato al piatto inferiore

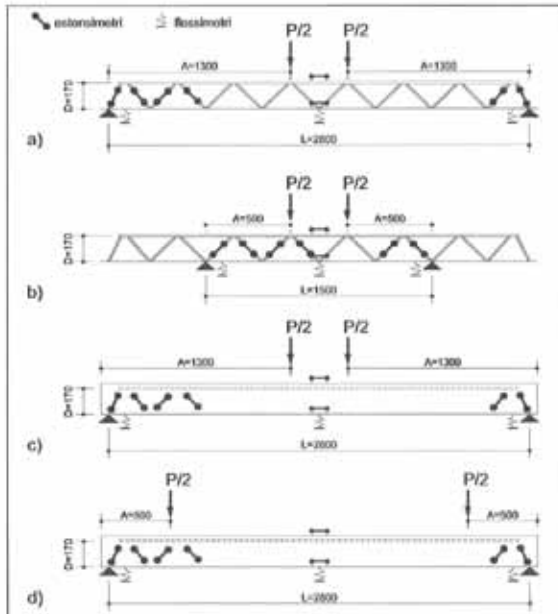


Figura 5: punti di applicazione del carico e estensimetri: a) prove a flessione su trave nuda, b) prove a taglio su trave nuda, c) prove a flessione su trave mista, d) prove a taglio su trave mista.

Roberto Scotta

Sperimentazione su travi tralicciate miste



Figura 6: raccolta fotografica delle prove: a) prove a flessione su trave nuda, b) prove a taglio su trave nuda, c) prove a flessione su trave mista, d) prove a taglio su trave mista.

Dalle misure di deformazione assiale ϵ delle armature ottenute con gli estensimetri, attraverso la formula di Hooke dell'elasticità lineare si determina lo stato tensionale $\sigma = E \cdot \epsilon$ sull'acciaio e quindi, moltiplicando per l'area delle barre, si può determinare lo sollecitazione assiale sulle stesse $N = \sigma \cdot A$. La misura delle deformazioni flessionali delle travi attraverso i flessimetri consente di calcolare la rigidezza flessionale delle stesse e confrontarla con quella teorica.

Per ottenere l'assettamento dell'attrezzatura di prova si applicava inizialmente un carico pari a circa il 10% di quello di rottura atteso. Al termine di tale fase di precarico, durante la quale non veniva eseguita alcuna misura, le misure strumentali venivano azzerate e si cominciava la sperimentazione a rottura. L'aumento del carico fino a rottura veniva preceduto da due cicli di carico e scarico, rispettivamente fino a 1/3 e 2/3 del valore ultimo atteso, allo scopo di verificare l'estensione del campo di comportamento elastico della struttura.

Le prove venivano eseguite a controllo di spostamento, ovvero veniva imposto l'allungamento continuo dello stantuffo del martinetto e ad ogni livello di deformazione viene associato il relativo valore di forza applicata rilevabile alla cella di carico interposta fra il martinetto e il campione.

CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Il progetto di prova prevedeva di utilizzare acciaio Fe 510 per la fabbricazione dei tralicci, mentre per il getto di completamento si prevedeva un calcestruzzo classe Rck 250.

Per l'interpretazione corretta delle prove sperimentali è stato però necessario conoscere le reali caratteristiche meccaniche medie dei materiali utilizzati che, specialmente per il calcestruzzo, potevano differire in modo sensibile dai valori teorici.

Tali caratteristiche medie sono state pertanto ottenute su campioni appositamente predisposti.

Per il calcestruzzo il pre-fabbricatore ha fornito due cubetti di dimensioni 15x15x15 cm, prelevati all'atto del getto delle travi miste, sui quali eseguire la prova a compressione. Tali cubetti sono stati maturati nello stesso ambiente delle travi e sono stati rotti contemporaneamente alle prove sulle travi miste, dopo circa 30 giorni dal getto.

Per quanto riguarda l'acciaio dei tralicci i campioni sono stati estratti dalle travi nude dopo aver eseguito le prove su di queste. Sono stati tagliati due spezzoni del corrente superiore per ogni trave, di cui uno che non comprendeva le saldature e uno che invece era a cavallo di un nodo saldato (vedere Figura 7).



Figura 7: zone di estrazione dei provini in acciaio

I risultati per i diversi materiali sono sintetizzati nelle tabelle seguenti insieme ai loro valori medi.

N° provino	Resistenza cubica [N/mm ²]
1° provino	26,4
2° provino	28,7
Media	27,1

Tabella 2: resistenza cubica da prove elementari su cubetti di calcestruzzo 15x15x15 cm

N° provino	f _y [N/mm ²]		f _t [N/mm ²]	
	con saldatura	senza saldatura	con saldatura	senza saldatura
1°	413	420	537	546
2°	413	400	552	527
3°	397	424	533	550
4°	420	402	541	528
Media	410,8	411,5	540,8	537,8

Tabella 3: valori della tensione di snervamento e di rottura ottenuti sui provini di acciaio

La tabella mostra come l'esecuzione della saldatura non abbia modificato i livelli di tensione tipici dell'acciaio.

DESCRIZIONE E INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Nel seguito, per ogni tipologia di prova effettuata, vengono descritti i risultati sperimentali ottenuti, si forniscono le interpretazioni delle modalità di rottura e un confronto con i risultati teorici attesi, confrontandosi anche, nel caso delle travi nude, con la soluzione numerica del problema.

Modellazione numerica delle prove su travi nude

La simulazione numerica delle prove sperimentali sulle trave di acciaio nude ha utilizzato una fedele modellazione della geometria di prova mediante un modello numerico realizzato con elementi finiti di tipo "plate" per il piatto inferiore e elementi "beam" per le aste di anima e il corrente superiore. Opportuni collegamenti nodali di tipo rigido sono stati utilizzati per riprodurre l'effetto delle saldature fra corrente superiore e aste di parete. I vincoli imposti sono di semplice appoggio alle estremità.

Il modello numerico è costituito da 2153 nodi, 1393 beam e 928 plate. Una vista generale e un dettaglio del modello numerico sono in Figura 8.

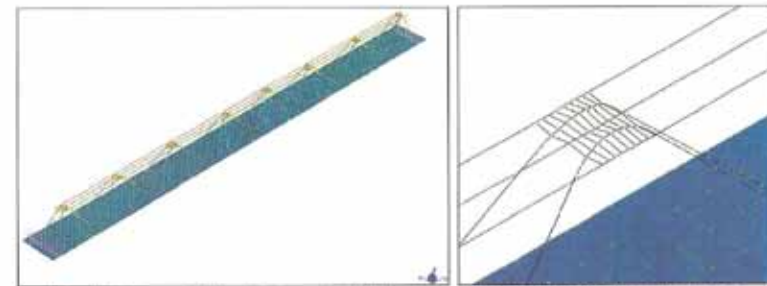


Figura 8: vista generale del modello numerico del traliccio nudo e dettaglio di un nodo del corrente superiore.

Le analisi effettuate con il modello sono state le seguenti:

- analisi statica lineare
- analisi di buckling per ottenere il valore del carico che provoca instabilità in regime lineare
- analisi statica non lineare per geometria per studiare il fenomeno d'instabilità in regime non lineare.

Prove n. 1 e 2: rottura per flessione del traliccio nudo

La trave di acciaio nuda si comporta come una struttura reticolare di tipo reale, ovvero con imperfezioni dovute alla difettosità delle aste e delle saldature, alla non perfetta convergenza nei nodi delle aste del traliccio cui consegue la nascita di sollecitazioni tenso-presso-flessionali sulle aste.

Se si effettua una valutazione analitica del carico di rottura della trave, trascurando gli effetti di eccentricità nodale, si determina che la modalità di collasso alla quale corrisponde il minimo carico ultimo è quella che corrisponde alla instabilizzazione del corrente compresso. Tenendo conto dello schema in Figura 5a e di quanto previsto dalla CNR-UNI 10011/97, tale carico ultimo può determinarsi secondo la relazione:

$$M_U = \frac{P_U \cdot l}{2} \cdot A = N_U \cdot D = \frac{N_U}{\alpha} \cdot D = \frac{f_y \cdot A_{3034}}{\alpha} \cdot D \quad (1)$$

essendo α il coefficiente di amplificazione di cui al prospetto IV.a della UNI-CNR 10011/97, dipendente dalla snellezza λ dell'asta:

$$\lambda = \frac{\beta \cdot l_0}{r_{y14}} = \frac{1 \cdot 374 \cdot 4}{14} = 107 \quad \omega = \omega(\lambda) = 2.37 \quad (2)$$

con l'ovvio significato dei simboli. Ricavando il P_U dalla (1) si ottiene:

$$P_U = \frac{2 \cdot N_{y1} \cdot D}{A} = 2 \cdot \frac{f_r \cdot A_{y14}}{\omega} \cdot \frac{D}{A} = 2 \cdot \frac{411 \cdot 3 \cdot 154}{2.37} \cdot \frac{170}{1300} \cdot 10^{-3} = 20.95 \text{ kN} \quad (3)$$

Un'analisi di buckling lineare eseguita sul modello numerico fornisce invece un carico di instabilità euleriana di $P = 41.83 \text{ kN}$ circa da cui, applicando lo stesso coefficiente di sicurezza $\omega = 2.37$, si ottiene una diversa stima del carico ultimo di progetto pari a 17.65 kN , leggermente inferiore a quella analitica in quanto il modello numerico è in grado di tenere conto delle effettive eccentricità costruttive.

Un'analisi non lineare per geometria, applicata alla trave reale, fornisce un carico limite uguale a quello di buckling, ovvero si ottiene che all'avvicinarsi del carico applicato a quello che genera instabilità gli spostamenti derivanti tendono a diventare infiniti. Il risultato dell'analisi non lineare per geometria è riportato in Figura 9.

I valori sperimentali del carico ultimo rottura verificati in laboratorio sono stati superiori a quelli sopra calcolati, risultando essere:

- prova 1: Rottura a 28.60 kN (137% del carico teorico atteso)
- prova 2: Rottura a 30.06 kN (144% del carico teorico atteso)

Il diagramma carico - freccia in mezzeria delle due prove in Figura 9 evidenzia che la rottura è di tipo duttile con un passaggio marcato dal campo elastico ad una condizione di plasticità perfetta e che la rigidezza in campo elastico si dimostra praticamente uguale a quella teorica ottenuta con il modello numerico. Il grafico delle deformazioni assiali si presenta lineare su tutte le aste e conforme alle previsioni teoriche fino al raggiungimento del carico di rottura.

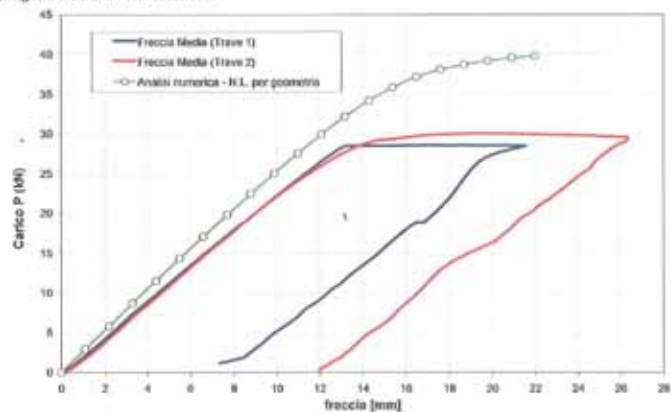


Figura 9: diagramma carico/abbassamento medio per le prove di collasso a flessione delle travi nude (ciclo lineare).

Nonostante i risultati della sperimentazione non possono giudicarsi completamente soddisfacenti, in quanto in entrambi le travi il collasso è avvenuto per un meccanismo diverso da quello previsto

teoricamente. Il collasso infatti, anziché essere dovuto all'instabilità del corrente compresso nella parte centrale della campata, è da ascrivere ad una esecuzione non ottimale del dettaglio costruttivo in corrispondenza delle testate delle travi dove è stata creata una eccessiva eccentricità degli assi delle aste concorrenti nel nodo (Figura 10).

Per effetto di tale eccessiva eccentricità si crea una sollecitazione flessionale non trascurabile nelle aste della reticolare, che progressivamente porta allo snervamento prima del diagonale compresso, poi di quello teso e infine del corrente superiore. Tale fenomeno non poteva essere colto né dal modello analitico a reticolare perfetta, né dal modello numerico che tiene conto solamente delle non linearità per geometria e non di quelle di materiale.

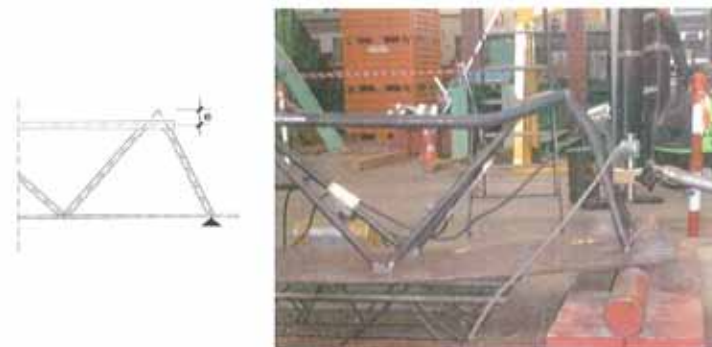


Figura 10: meccanismo di rottura localizzato riscontrato nelle prove 1 e 2.

Lo stato di sollecitazione flessionale riportato in Figura 11, calcolato con il modello numerico per il carico di rottura, dimostra che a tale livello di carico le aste raggiungono effettivamente la completa plasticizzazione e la struttura raggiunge la condizione di un cinemalismo come effettivamente ritrovato sperimentalmente. Anche la forma della deformata risulta conforme a quanto riscontrato nella sperimentazione.

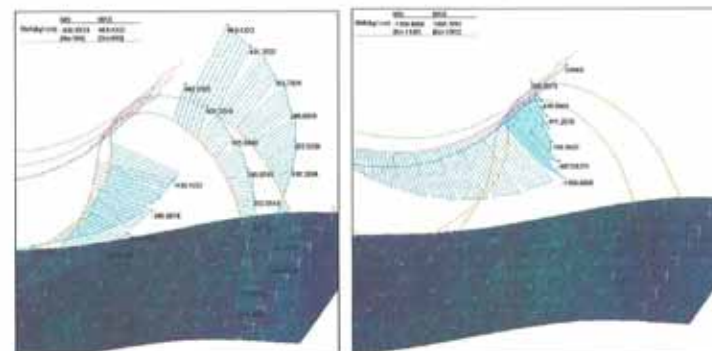


Figura 11: sollecitazioni flessionali ottenute dal modello numerico per il livello di carico P=29 kN

Roberto Scotta

Sperimentazione su travi tralicciate miste

Tale situazione di rottura non poteva aver luogo negli altri nodi del traliccio nei quali, a parità di sollecitazioni di taglio, l'eccentricità di intersezione delle barre è inferiore essendo minori l'angolo di piegatura delle aste di parete (vedere Figura 2c).

Si dimostra pertanto la necessità di curare il dettaglio esecutivo dei tralicci in modo da ridurre al minimo le eccentricità nodali che possono fra diminuire sensibilmente la portata del traliccio in prima fase. Da un punto di vista costruttivo tale evidenza deve portare a introdurre gli eventuali aggiustamenti degli angoli di piegatura delle aste di anima (necessari ad esempio per far collimare il passo delle armature d'anima con la lunghezza della trave) nella zona centrale, laddove la sollecitazione di taglio e quindi lo sforzo normale sulle aste di anima è inferiore.

E' da sottolineare tuttavia che l'effetto delle eccentricità costruttive è importante solamente nella 1ª fase di carico, a traliccio nudo. Si dimostrerà con le prove descritte in seguito che il getto di calcestruzzo di completamento annulla gli effetti delle eccentricità delle aste del reticolo.

Prove n. 3, 4, 5 e 6: rottura per taglio del traliccio nudo

Lo schema di applicazione dei carichi nei tralicci nudi sollecitati prevalentemente per taglio è quello riportato in Figura 5b. In tali condizioni la valutazione analitica a reticolare perfetta prevede il raggiungimento delle condizioni di rottura per instabilità delle aste d'anima compresse vicino agli appoggi. Tale previsione è confortata dai risultati dell'analisi di buckling eseguita sul modello numerico, descritta nella Figura 12.

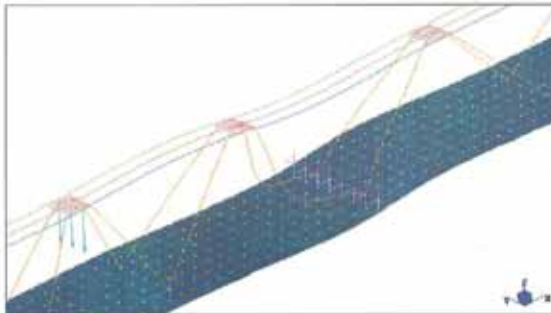


Figura 12: 1ª forma di instabilità nell'analisi di buckling per la prova a taglio su traliccio nudo

Con riferimento alla Figura 2, per la condizione di equilibrio alla traslazione verticale, il carico ultimo teorico per il quale si raggiunge la condizione di snervamento per trazione o compressione delle aste di parete è pari a:

$$\frac{P_T}{2} = 2 \cdot A_{st10} \cdot f_y \cdot \sin \alpha \cdot \sin \gamma \rightarrow P_T = 4 \cdot 79 \cdot \sin 78^\circ \cdot \sin 43^\circ \cdot 10^{-3} = 86,6 \text{ kN} \quad (4)$$

e quindi, tenendo conto della possibilità di instabilità dell'equilibrio delle aste d'anima compresse, in modo analogo a quanto fatto nelle prove 1 e 2, si ricava:

$$\lambda = \frac{\beta \cdot l_{0e}}{r_{st10}} = \frac{1 \cdot 252 \cdot 4}{10} = 101 \quad \omega = \omega(\lambda) = 2,16 \quad (5)$$

Roberto Scotta

Sperimentazione su travi tralicciate miste

$$P_{0j} = \frac{P_T}{\omega} = 40,1 \text{ kN} \quad (4)$$

Nella fase sperimentale si sono ottenuti i seguenti carichi e modalità di collasso dei campioni:

- prova 3	Rottura a 35,88 kN (89% del carico teorico)	instabilità del 2° diagonale compresso
- prova 4	Rottura a 42,04 kN (105%)	instabilità del 1° diagonale compresso
- prova 5	Rottura a 45,24 kN (113%)	instabilità del 1° diagonale compresso
- prova 6	Rottura a 35,94 kN (90%)	instabilità del corrente compresso (causata da eccentricità di applicazione del carico)

Si riportano in Figura 13 le immagini più rappresentative di ogni rottura.



Figura 13: dettaglio delle diverse modalità di rottura nelle prove a taglio su traliccio nudo

Il meccanismo teorico di rottura è stato riscontrato nelle prove da 3 a 5, mentre nella prova n. 6 è apparsa una forma di instabilità del corrente superiore forzata da una eccentricità del punto di applicazione del carico rispetto al nodo saldato.

I valori del carico di rottura sono comunque ben allineati con la previsione teorica fatta con il modello analitico, nell'ipotesi di reticolare perfetta priva di eccentricità e prendendo come lunghezza libera di inflessione delle aste di parete l'intera loro lunghezza, trascurando a favore di sicurezza l'effetto di incastro dato dai due correnti.

Roberto Scotta

Sperimentazione su travi tralicciate miste

I diagrammi carico-freccia in mezzeria registrati nelle quattro prove sono rappresentati in Figura 14 riportati

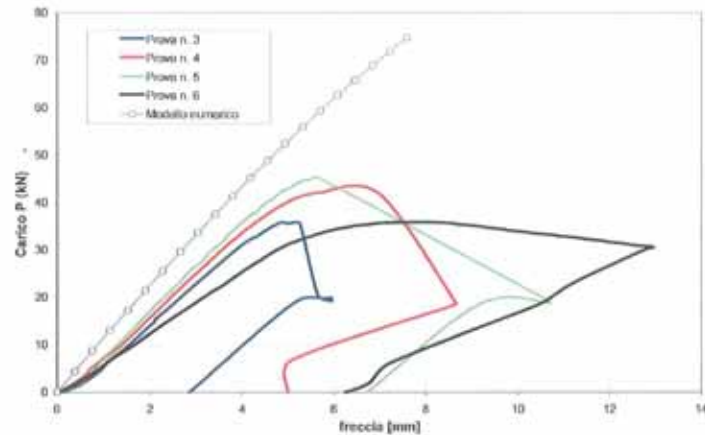


Figura 14: grafici carico-freccia in mezzeria per le prove a taglio su traliccio nudo

Prove 7 e 8: rottura a flessione di travi miste

L'interpretazione dei risultati nel caso delle strutture miste si è rivelato di maggior difficoltà in quanto i meccanismi di collasso non sono così evidenti come nelle travi di solo acciaio. La comprensione dei risultati sperimentali si è basata esclusivamente sulla lettura dei dati ottenuti dagli apparecchi di misurazione e sulla visione della mappa fessurativa ingeneratasi nelle travi.

Il carico di rottura teorico, per il quale si raggiunge la rottura per flessione semplice, è stato stimato essere pari a $P_{ult,teor} = 100,3 \text{ kN}$, assumendo i valori medi della resistenza dei materiali in Tabella 2 e Tabella 3 e con una schematizzazione di tipo stress-block dello stato tensionale all'interno della sezione critica della trave.

Nella prova sperimentale le due travi, portate a rottura secondo lo schema in Figura 5c, hanno fornito un carico ultimo fra loro praticamente identico e superiore al carico di rottura teorico:

- prova n. 7 120,04 kN (120% del carico atteso)

- prova n. 8 119,32 kN (119% del carico atteso)

dimostrandosi così che le imperfezioni del traliccio, i cui effetti erano ben visibili nelle travi nude, vengono "mascherate" dal getto di calcestruzzo che offre un notevole aiuto tramite un'opera di confinamento dei ferri. Lo stato fessurativo in Figura 15 riscontrato nelle travi al termine delle prove si presenta a fessure prevalentemente verticali, tipico della rottura per flessione. Fra i punti di appoggio e i punti di applicazione del carico si evidenzia anche una deviazione a 45° delle fessurazioni in corrispondenza dell'asse neutro per effetto della sollecitazione di taglio. L'ampiezza di fessura, anche sotto il carico ultimo di rottura, si è mantenuta limitata e le fessure principali risultavano cadenzate con il passo delle armature d'anima.

Roberto Scotta

Sperimentazione su travi tralicciate miste



Figura 15: mappa delle fessurazioni nelle travi miste al termine della prova di rottura per flessione

Lo studio delle deformazioni misurate con gli estensimetri applicati ai due correnti metallici (Figura 16) ha permesso di stabilire che la rottura è avvenuta per eccesso di compressione sul corrente superiore nella prova 8, mentre è più bilanciata nella prova n. 7. Comunque il corrente nel quale si localizza la deformazione è quello superiore nel quale si arriva ad una deformazione del 6-7%, a fronte di una deformazione unitaria di prima plasticizzazione pari al 2%.

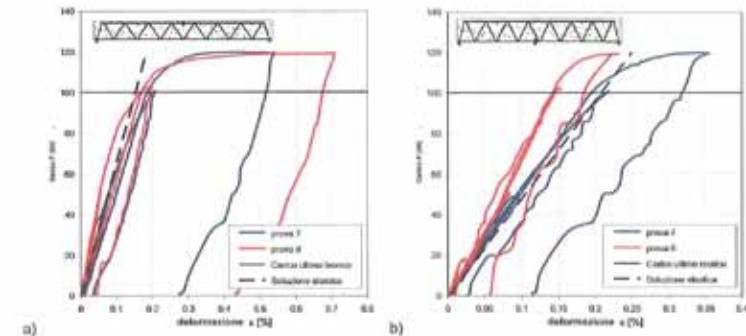


Figura 16: grafici carico-deformazioni dei correnti nelle prove di flessione su trave mista. a) corrente superiore, b) corrente inferiore

Interessante è verificare attraverso la Figura 17, che riporta il diagramma carico-freccia in mezzeria delle due travi, come la rigidezza della trave mista sia molto più vicina a quella ottenibile con una schematizzazione in stato I non fessurato, piuttosto che in stato II.

Roberto Scotta Sperimentazione su travi tralicciate miste

Figura 17: grafici carico - frecce in mezzerta nelle prove di flessione su trave mista

Prove 9 e 10: rottura a taglio di travi miste

Nelle prove 9 e 10, nelle quali si è applicato lo schema di carico di Figura 4d, si voleva indagare il comportamento a rottura prevalente per taglio delle travi tralicciate con getto integrativo. Come nel caso delle travi in c.a.n., anche nelle travi miste la valutazione della resistenza ultima a taglio risulta più difficoltosa e ricca di imprevisti rispetto alla valutazione della resistenza a flessione. Non esiste infatti normativa o sufficiente esperienza sperimentale che stabilisca una formulazione valida per la tipologia di strutture indagate.

Le due travi provate hanno dato risultati simili, sia in termini di tipologia di fessura, visibile in Figura 18 (che conferma la prevalenza della sollecitazione di taglio su quella flessionale), che di carico ultimo a rottura:

prova 9 $P_u = 165,92 \text{ kN}$

prova 10 $P_u = 158,81 \text{ kN}$

La Figura 19 rappresenta l'aumento delle deformazioni, ovvero delle tensioni, nelle aste di parete tese, all'aumentare dei carichi applicati alla trave. Pur risentendo di approssimazioni in fase di acquisizione delle registrazioni, i grafici dimostrano chiaramente che lo stato tensionale sulle bielle tese è, nella prima parte del carico principalmente assorbito da meccanismi resistenti a taglio di tipo secondario (effetto arco, effetto pettine, effetto corrente compresso, ...) e, solamente quando questi sono superati dal carico applicato, comincia a diventare efficace un meccanismo resistente alla Mörersch.

15

Roberto Scotta Sperimentazione su travi tralicciate miste

Figura 18: fessurazione a rottura nelle prove a taglio su travi miste. a) prova 9, b) prova 10, c) sovrapposizione della fessura al traliccio, d) meccanismo di Mörersch.

Figura 19: grafico carico - deformazioni nella prima asta d'anima tesa.

Pensando di estendere alla trave in esame le formule del DM96 che forniscono la resistenza ultima a taglio di travi in c.a., e introducendo le resistenze medie dei materiali determinate sperimentalmente, si ottiene un valore del taglio ultimo resistente della trave:

16

$$V_{Rd1} = V_{sd} + V_{wd} = 40.9 + 36.7 = 77.6 \text{ kN} \quad (5)$$

a cui corrisponde un carico ultimo di collasso pari a $P_{U1}=2 V_{Rd1}=155.2 \text{ kN}$, perfettamente in linea con quello determinato sperimentalmente.

La casistica di prova non è ancora sufficiente a dare validità generale a tale risultato, che dovrà essere ulteriormente convalidato con altre campagne sperimentali sulla rottura a taglio delle travi miste.

Al solito la rottura per taglio assume carattere di fragilità rispetto a quello per flessione, come testimoniato dal grafico carico contro frecce in mezzeria riportato in Figura 20. Anche in questo caso la rigidezza dimostrata dalla trave è meglio descritta dal comportamento teorico in stato I non fessurato.

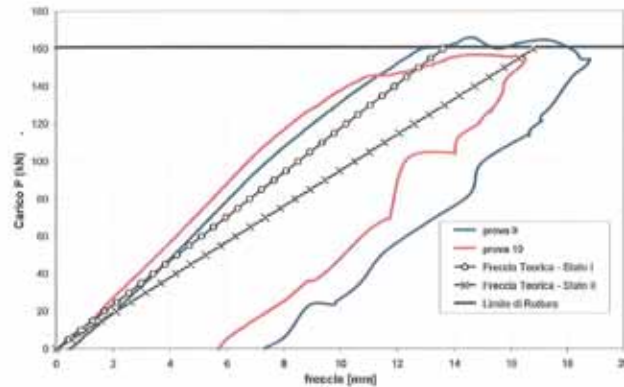


Figura 20: grafico carico – freccia in mezzeria nelle prove di rottura per taglio di travi miste

CONCLUSIONI

I risultati sperimentali ottenuti sono riassunti nella Tabella 4.

I risultati ottenuti si possono definire soddisfacenti in quanto aderenti alle previsioni teoriche preliminari e alle interpretazioni dei fenomeni locali che si sono individuati a posteriori.

In nessuna delle prove eseguite si sono riscontrati, fino ai livelli di carico applicati, fallimenti dovuti alla rottura delle saldature, che qualora si verificassero potrebbero dare luogo a rotture inattese, anticipate e di tipo fragile. Pertanto le regole di saldatura utilizzate nell'assemblaggio delle travi risultano essere idonee, almeno per i casi provati.

Nel caso dei tralicci nudi, la sperimentazione ha dimostrato l'effetto delle imperfezioni costruttive e delle fisiologiche eccentricità geometriche degli assi delle aste nelle giunzioni nel ridurre la resistenza delle travi in prima fase e ha affermato la necessità di curare i dettagli costruttivi al fine di limitare tali imperfezioni. Ciononostante si è dimostrato che la procedura di calcolo a traliccio reticolare perfetto normalmente utilizzata per il dimensionamento delle travi porta ad ottenere dei risultati di calcolo assolutamente

congruenti con quelli sperimentali, perché il non tenere in conto le eccentricità strutturali è compensato dal trascurare le iperstaticità interne della struttura dovute alla saldatura.

Si tenga inoltre conto che le prove sono state eseguite con applicazione del carico sul corrente superiore enfatizzando così gli effetti di eccentricità di applicazione dei carichi, la possibilità di sbandamento delle aste compresse e quella di sverpolamento della trave. Nella normalità invece il traliccio nudo, in prima fase, sopporta l'applicazione dei carichi direttamente sulla piattabanda inferiore, ed è quindi in grado di sviluppare resistenze maggiori.

N. prova	Stile trave	Sistema prova	P_{Rmax} (kN)	P_{Umax} (kN)	P_{Rmax} / P_{Umax}	Modalità di collasso
1	A.1		28.8	30.95	137%	Fessurazione del traliccio al vertice per effetto delle eccentricità di caricatura
2	A.2		30.8	30.95	147%	"
3	A.1		35.88	40.1	89%	rottura del 2° diagonale compresso
4	A.2		42.04	40.1	110%	rottura del 1° diagonale compresso
5	A.3		40.24	40.1	112%	"
6	A.4		35.94	40.1	90%	rottura del corrente superiore per effetto di eccentricità di applicazione del carico
7	M.1		120.04	103.3	130%	Fessurazione del corrente superiore
8	M.2		110.32	103.3	110%	"
9	M.3		165.82	103.3	160%	Fessurazione delle aste di traliccio in fase di accensione di Mezzia. Dopo aver superata la resistenza dei componenti secondari di resistenza a taglio
10	M.4		150.81	103.3	146%	"

Tabella 4: riassunto dei risultati sperimentali ottenuti

Per quanto riguarda le travi miste invece le risultanze sperimentali sono state assolutamente in linea con quelle teoriche e la costanza dei risultati ottenuti ha dimostrato una certa affidabilità della tipologia costruttiva.

L'effetto delle eccentricità di assemblaggio dei tralicci non si è notato nelle strutture con getto integrativo.

La sperimentazione dovrà continuare soprattutto nel campo della resistenza a taglio, al fine di supportare con una maggiore casistica la possibilità di estendere con le necessarie modifiche alla tipologia strutturale in discorso le regole di progetto normalmente utilizzate per le strutture in c.a.

Ringraziamenti

Si ringrazia l'ing. Filippo Franzolin per la preziosa collaborazione alla ricerca fornita durante lo sviluppo della sua tesi di laurea.

Si ringrazia la Tecnostrutture S.r.l. per la fornitura dei campioni di prova e per l'appoggio tecnico e logistico fornito alla ricerca.

12.2.7. Rapporto di prova Trave RAFTILE ECOTRAVE®


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSA
UNIVERSIS
PATAVINA
LIBERTAS

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA
Segreteria: +39049.827.5587

telefono: +39049.827.5587
e-mail: labco@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904

Pag. 1/13

Richiedente: TECNOSTRUTTURE S.r.l. Noventa di Piave - Venezia

Domanda di prova: 14 Dicembre 2005

Materiale di prova:

- n. 8 travi Raftile®;
- n° 6 pannelli di solaio;
- n° 3 cubetti di calcestruzzo.
- n° 2 spezzoni di tondo $\phi 28$ pieno in acciaio ricavati dalle travi;
- n° 3 campioni di acciaio ricavati dal profilo stampato travi Raftile®;

I solai e le travi sono stati dichiarati di produzione del Richiedente e i materiali quelli utilizzati per il confezionamento degli stessi.

Prove richieste:

- prove di rottura a flessione e taglio delle travi;
- prove di rottura a taglio dei solai;
- caratterizzazione dei materiali.

Modalità delle prove: le prove sono state eseguite secondo indicazioni del Richiedente come da schemi di seguito riportati.


Si allegano a documentazione n° 10 foto contenute negli allegati n° 1 e n° 2.

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

Padova, 30 Luglio 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSA
UNIVERSIS
PATAVINA
LIBERTAS

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA
Segreteria: +39049.827.5587

telefono: +39049.827.5587
e-mail: labco@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904

Pag. 2/13

1ª parte PROVE SULLE TRAVI RAFTILE®

DESCRIZIONE DEI CAMPIONI E DELLE PROVE

Sono stati sottoposti a prova di carico fino a rottura:

- n. 2 travi tipo Raftile® con getto di calcestruzzo integrativo, travi denominate 101, luce di appoggio netta 592 cm;
- n. 2 travi tipo Raftile® con getto di calcestruzzo integrativo (travi denominate 102, luce di appoggio netta 418 cm);
- n. 2 travi tipo Raftile® con getto di calcestruzzo integrativo, denominate 103, luce di appoggio netta 243 cm;
- n. 2 travi tipo Raftile® con traliccio nudo, denominate 102n, luce di appoggio netta 419,4 cm;

La prova di carico è stata condotta mediante portale di acciaio di contrasto ancorato al suolo. Le travi sono state strumentate in modo da leggere lo stato deformativo sia della trave che sui singoli correnti e armature d'anima al crescere del carico. In particolare sono stati applicati alle travi:

- 6 estensimetri DDI base 100 mm sui diagonali d'anima (4 su una testa e 2 sull'altra);
- 1 estensimetri DDI base 100 mm sulla mezzeria del corrente superiore;
- 1 estensimetri DDI base 100 mm sulla mezzeria del profilo in lamiera corrente inferiore;
- 2 flessimetri negli appoggi corsa 10 mm;
- 2 flessimetri un mezzeria corsa 50 mm;
- cella di carico per la lettura della forza applicata dal martinetto.

Il DDI in mezzeria è stato applicato sotto le travi, direttamente a uno dei due profili in lamiera stampata, previa eliminazione locale del laterizio di ricoprimento della stessa.


Sulle travi con getto integrativo, prima dell'effettuazione del getto, sono stati saldati ortogonalmente alle barre dei monconi di acciaio che sono stati fatti sporgere dal getto. Su tali monconi, opportunamente isolati dal getto mediante un tubo in spugna deformabile, è stato possibile applicare direttamente gli estensimetri per la misura dello stato deformativo nell'armatura immersa nel getto di calcestruzzo.

Sulle travi prive di getto integrativo gli estensimetri DDI sono stati applicati direttamente ai profili.


Il carico è stato applicato mediante un pistone Enerpac di portata opportuna e il carico applicato è stato letto mediante cella di carico RHM.

La lettura degli strumenti è stata acquisita in automatico.

Padova, 30 Luglio 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ PATAVINA LIBERTAS
 Sede: Via Marzotto, 11/A - 35131 PADOVA
 Segreteria: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dis.unipd.it

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dis.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904 Pag. 3/13

Una immagine di una delle travi strumentate e in fase di prova è riportata nella figura seguente:




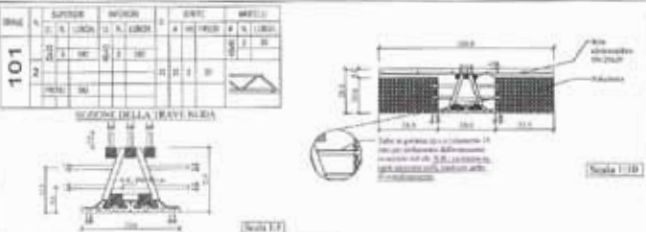
Figura 1: setup per prova di carico su trave 102/2

Gli schemi di carico utilizzati e le sezioni resistenti delle travi sono di seguito riportati:

trave 101


SEZIONE	SOPRA		SOTTO		SOPRA		SOTTO	
	A	B	A	B	A	B	A	B
101	1	1	1	1	1	1	1	1

Sezione del traliccio e del getto: $A_{a, sup} = 33 \times 23$, $A_{a, inf} = 2 \times 48 \times 10$, $A_{p, sup} = 12 \times 42$




Schema di carico: 138.7 , 210 , 249.9 , 199.4 , 100.0 , 418.4 , 438.0

Padova, 30 Luglio 2007
 Il Direttore del Laboratorio (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento (Prof. Carmelo Maiorana)

Ma



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ PATAVINA LIBERTAS
 Sede: Via Marzotto, 11/A - 35131 PADOVA
 Segreteria: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dis.unipd.it

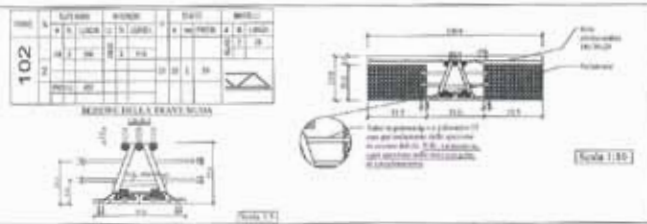
telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dis.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904 Pag. 4/13

trave 102

SEZIONE	SOPRA		SOTTO		SOPRA		SOTTO	
	A	B	A	B	A	B	A	B
102	1	1	1	1	1	1	1	1

Sezione del traliccio e del getto: $A_{a, sup} = 38 \times 23$, $A_{a, inf} = 2 \times 30 \times 30$, $A_{p, sup} = 10 \times 40$



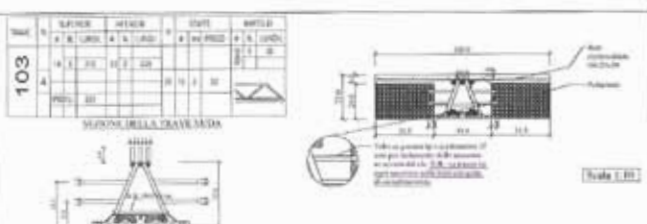
Schema di carico: 138.7 , 210 , 249.9 , 199.4 , 100.0 , 418.4 , 438.0

traliccio 102n
 Come la trave 102, ma senza getto di calcestruzzo integrativo.

trave 103


SEZIONE	SOPRA		SOTTO		SOPRA		SOTTO	
	A	B	A	B	A	B	A	B
103	1	1	1	1	1	1	1	1

Sezione del traliccio e del getto: $A_{a, sup} = 38 \times 23$, $A_{a, inf} = 2 \times 30 \times 30$, $A_{p, sup} = 10 \times 40$



Schema di carico: 138.7 , 210 , 249.9 , 199.4 , 100.0 , 418.4 , 438.0

Padova, 30 Luglio 2007
 Il Direttore del Laboratorio (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento (Prof. Carmelo Maiorana)

Ma



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSA
UNIVERSIS
PATAVINA
LIBERTAS

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dis.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904

tel/fax: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dis.unipd.it

Pag. 5/13

CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

I materiali impiegati nella costruzione dei campioni sono:

- calcestruzzo per getti di completamento (Rck 30 MPa nominale di progetto)
- tondi per traliccio saldato delle travi Raffile in acciaio (Fe510)
- stampati per corrente inferiore delle travi Raffile in acciaio (Fe510)

Prove sui calcestruzzi

Insieme alle travi sono stati forniti n. 3 provini cilindrici in calcestruzzo di diametro 10 cm e altezza 20 cm su cui è stata eseguita la prova a compressione semplice. Tutti e tre sono stati spianati sulle basi con malta tipo M1 per una buona riuscita del test. I risultati ottenuti sono di seguito riassunti:

Prove di compressione su cilindri in calcestruzzo

Norme UNI 61136/0 - UNI 6132/2
 Legge n° 1086 del 03/11/1971 - D.M. 06/01/1996 Min. LL. PP. - Circ. Min. n° 252 AA. GG. 16.11.1996

Campione n°	Data di prova	Contrassegno	Spalatore	d [cm]	h [cm]	Sez. [cm ²]	Massa totale M1 [Kg]	Massa dell'unità di volume M1 [Kg/dm ³]	f [MPa]
1	20-02-06	1	Elegans	9.8	19.1	75	3.48	3.41	46.2
2	20-02-06	2	Elegans	9.8	19.2	75	3.5	3.42	45.5
3	20-02-06	3	Elegans	9.8	18.4	75	3.34	3.41	42.9

è quindi con un valore medio di $f_{cm} = 44,5$ MPa.

Prove su fasciette rettificata di acciaio per stampato Raffile

Il produttore e richiedente delle prove ha fornito delle fasce di acciaio ritagliate dal profilo stampato utilizzato per confezionare le travi Raffile a sezione rettificata. Le dimensioni e i risultati di prova a rottura per trazione su tali campioni sono di seguito riassunti:

PROVE DI TRAZIONE

Norme UNI EN ISO 377, UNI 252, UNI EN 10002-1, UNI EN 10025-1-4, UNI EN 10210-1, UNI EN 10216-1
 Legge n. 1086 del 03/11/1971, Decreto 05/01/1996 Min. LL. PP., Circ. Min. n. 252 AA. GG. 16.11.1996

Campione n°	Descrizione	Data di prova	Contrassegno	a [mm]	b [mm]	c [mm]	f _{0.2} [N/mm ²]	f _{0.01} [N/mm ²]	f _{max} [N/mm ²]	A [%]	Base di misura
1	Lavoro	19/03/07	-	6.2	22.0	0	363	500	500	30	B
2	Lavoro	19/03/07	-	6.2	22.1	0	361	501	511	31	B
3	Lavoro	19/03/07	-	6.2	22.3	0	358	508	508	31	B

Osservazione: prove ricavate dal Richiedente.

SIMBOLI PROVE DI TRAZIONE


- a Spessore della provetta (se nullo trattasi di provetta circolare)
- b Lunghezza della provetta (se nullo trattasi di provetta circolare)
- c Diametro della provetta (se nullo trattasi di provetta rettangolare)
- f_{0.2} Tensione di snervamento o allo 0,2% di deformazione residua
- f_{0.01} Tensione massima
- A Allungamento percentuale a rottura

LEGENDA

- Base di misura: 5 = 5 diametri (effettivi o equivalenti)
- 10 = 10 diametri (effettivi o equivalenti)
- 50 = 50 mm
- B = rottura fuori dal tratto utile

Padova, 30 Luglio 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSA
UNIVERSIS
PATAVINA
LIBERTAS

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dis.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904

tel/fax: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dis.unipd.it

Pag. 6/13

Prove di trazione su monconi di tondo di acciaio

Dalle travi 102n, una volta eseguita la prova a rottura, sono stati prelevati due campioni indisturbati dei correnti superiori di diametro 28 mm di cui si sono ricavate le seguenti caratteristiche meccaniche:

Prove a trazione barre in acciaio traliccio			
Norme UNI EN 10002/1			
n°	Data prova	Diametro medio tondi	Tensione di snervamento
1	20-02-06	28	300
2	20-02-07	28	363
			376.5
			487.5

RISULTATI DELLE PROVE

Le travi tipo 101 e 102 hanno mostrato una modalità di rottura per flessione.
 Le travi tipo 103 hanno mostrato una modalità di rottura per taglio.
 La crisi delle travi tipo 102n è avvenuta per instabilizzazione del corrente superiore compresso.
 Tali modalità sono dimostrate nelle foto dalla n. 4 alla n. 7 in allegato.

I risultati delle prove a rottura sulle travi sono riassunti mediante i grafici sperimentali più significativi ottenuti.

Da Figura 2 a Figura 5 si riportano le curve sperimentali carico-freccia in mezzaria ottenuti all'ultimo ciclo di carico spinto fino a rottura delle diverse travi.

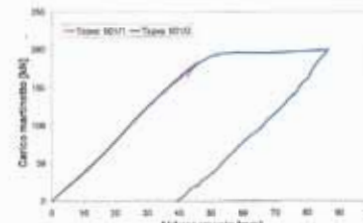


Figure 2: curve carico-freccia travi 101

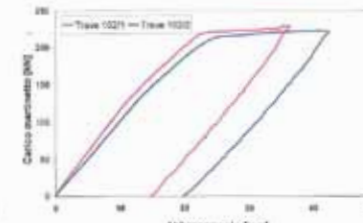


Figure 3: curve carico-freccia travi 102

Padova, 30 Luglio 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
 DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
 Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39 049 827 5607

telefono: +39 049 827 5587
 e-mail: labor@dc.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904

pag. 7/13

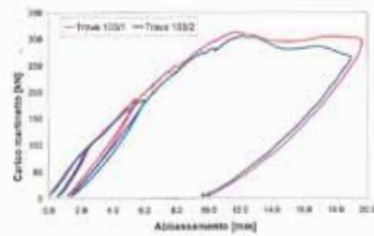


Figura 4: curve carico-freccia travi 103

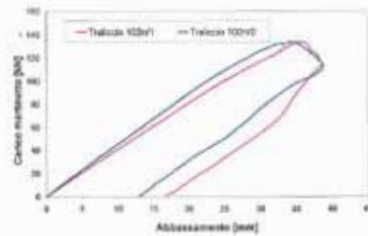


Figura 5: curve carico-freccia tralicci 102n

Relativamente alle travi tipo 101 si riportano:

- in Figura 6 il grafico carico-deformazione unitaria misurato dall'estensimetro DD1-8 applicato allo stampato inferiore, al bordo e lato inferiore dello stesso (vedasi dettaglio in Foto n. 3 allegata)
- in Figura 7 il grafico carico-deformazione unitaria misurato dall'estensimetro DD1-4 applicato alla seconda biella tesa d'anima.

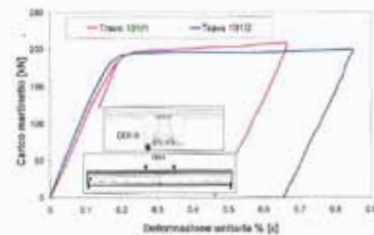


Figura 6: curve carico-deformazione del piatto inferiore delle travi 101

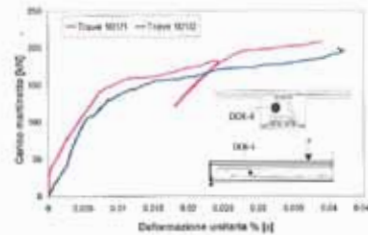


Figura 7: curve carico-deformazione del 2° diagonale teso delle travi 101

Relativamente alle travi tipo 102 si riportano:

- in Figura 8 il grafico carico-deformazione unitaria misurato dall'estensimetro DD1-8 applicato allo stampato inferiore, al bordo e lato inferiore dello stesso (vedasi dettaglio in Foto n. 3 allegata)

Padova, 30 Luglio 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)

Ma



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
 DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
 Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39 049 827 5607

telefono: +39 049 827 5587
 e-mail: labor@dc.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904

pag. 8/13

- in Figura 9 il grafico carico-deformazione unitaria misurato dagli estensimetri DD1-2 e DD1-6 applicati alla coppia delle prima biella tesa d'anima.

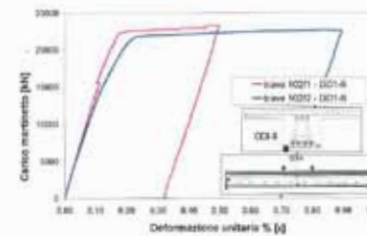


Figura 8: curve carico-deformazione del piatto inferiore delle travi 102

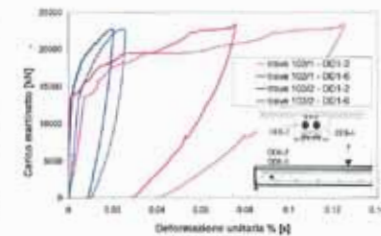


Figura 9: curve carico-deformazione del 1° diagonale teso delle travi 102

Relativamente alle travi tipo 103 si riportano:

- in Figura 10 il grafico carico-deformazione unitaria misurati dagli estensimetri DD1-1 e DD1-5 applicati sul primo diagonale d'anima (compresso) delle travi.

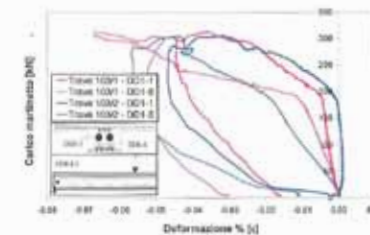


Figura 10: curve carico-deformazione DD1-1 e DD1-5 sul 1° diagonale compresso travi 103

Relativamente alle travi tipo 102n il comportamento rilevato è pressoché elastico su tutti gli estensimetri applicati fino al carico di rottura corrisponde all'instabilizzazione del corrente superiore compresso.

Padova, 30 Luglio 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)

Ma

12. Ricerca e sviluppo



UNIVERSITÀ
UNIVERSIS
PATAVINA
LIBERTAS
RAPPORTO DI PROVA N. 25904

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI

Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sub: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
Segreteria: +39049.827.5607

telefax: +39049.827.5587
e-mail: labco@dic.unipd.it

Pag. 9/13

2^a parte - PROVE SUI SOLAI

DESCRIZIONE DEI CAMPIONI

Sono stati sottoposti a prova di carico fino a rottura n. 6 pannelli di solaio realizzati con 2 travetti prefabbricati tipo Bausta, con fondello in laterizio solidarizzato mediante getto di cls ad un traliccio elettrosaldato e incorporanti due spezzoni di armatura $\phi 14$ mm. Fra i due travetti di larghezza 12 cm era interposta una pignatta di alleggerimento in laterizio di larghezza 48 cm e altezza 20 cm.

Sulla parte terminale dei travetti sono stati posti degli spezzoni di trave tipo Raftilem che simulano la presenza di una trave di solaio di estremità. Essendo la lunghezza netta dei travetti prefabbricati 260 cm e la larghezza delle travi di 33 cm ciascuna, i campioni così realizzati avevano dimensioni complessive 572 x 1266 x Sp24 cm, essendo la cappa collaborante sopra la pignatta di spessore 4 cm.

La sezione trasversale in campata dei pannelli di solaio è in Figura 11.

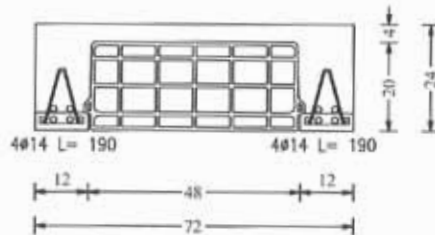


Figura 11: sezione trasversale in campata dei pannelli di solaio

Ulteriori 2 spezzoni $\phi 14$ mm sono inseriti sopra ad ogni travetto prefabbricato e sono congegnati nel getto di calcestruzzo che solidarizza i pannelli alle travi Raftilem. Gli spezzoni di armatura, sia quelli inglobati nei travetti prefabbricati che quelli aggiunti al di sopra dei travetti, sono di lunghezza 190 cm e quindi non entrano nel corpo delle travi di testata, arrestandosi al limite di queste.

Scopo delle prove era quello di verificare come venisse influenzata la resistenza a taglio dei pannelli di solaio con l'utilizzo di particolari apparecchi di appoggio prodotti dalla Tecnostruttura, brevettati sotto la denominazione "REGGISOLOIO" e realizzati in lamiera stampata di acciaio oppure con traliccio in FeB44k saldato, opportunamente sagomati per essere inseriti all'interno dell'armatura del traliccio tipo Bausta dei travetti prefabbricati.

Padova, 30 Luglio 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)

Mes



UNIVERSITÀ
UNIVERSIS
PATAVINA
LIBERTAS
RAPPORTO DI PROVA N. 25904

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI

Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sub: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
Segreteria: +39049.827.5607

telefax: +39049.827.5587
e-mail: labco@dic.unipd.it

Pag. 10/13

Entrambi gli elementi fungono da appoggio indiretto dei travetti sul solaio, incastrandosi all'interno del traliccio di armatura dei travetti stessi, permettendo di pareggiare così la linea di intradosso di travi e solai.

Sono state provate 3 coppie di campioni con diversa armatura di appoggio come da Tabella 1.

Sezioni longitudinali delle tre diverse tipologie di campioni sono nelle figure dalla n. 12 alla n. 14.

- Gli elementi Reggisolaio[®] utilizzati sono riportati nelle foto n. 1 e 2.



Figura 12: sezione longitudinale solai 1 e 4

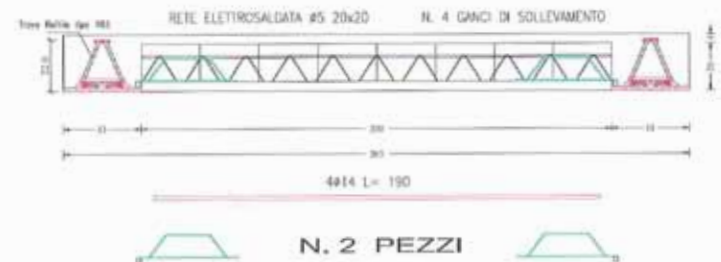



Figura 13: sezione longitudinale solai 2 e 5

Padova, 30 Luglio 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)

Mes



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione


telefono: +39049.827.5387
 e-mail: labor@dic.unipd.it

Site: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5607

RAPPORTO DI PROVA N. 25904

Pag. 11/13


RETE ELETTROSALDATA ØS 20x20 N. 4 GANCI DI SOLLEVAMENTO



N. 2 PEZZI

Figura 14: sezione longitudinale solai 3 e 6

Padova, 30 Luglio 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

telefono: +39049.827.5387
 e-mail: labor@dic.unipd.it

Site: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5607

RAPPORTO DI PROVA N. 25904

Pag. 12/13

CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

I materiali impiegati nella costruzione dei campioni sono:

- calcestruzzo di completamento (classe di resistenza di progetto Rck 30 MPa)
- spessori di armatura per c.a. di tipo Feb44k
- tendi e stampati tralicci per travi Raffile® in acciaio Fe510

Il calcestruzzo utilizzato per la confezione del solai è il medesimo di quello usato per la confezione delle travi Raffile®. Si rimanda pertanto alla tabella riportata nella parte I della presente relazione, relativa alle prove sulle travi.

Non sono invece state eseguite prove specifiche sugli acciai utilizzati nella costruzione dei campioni.

SCHEMA DI PROVA E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Lo schema utilizzato per la prova di carico è rappresentato nella Figura 15.



Figura 15: schema di carico dei solai


Il carico è stato applicato mediante un pistone Enerpac di portata opportuna e il carico applicato è stato letto mediante cella di carico HBM. All'intradosso del solai in campata è stata misurata l'inflexione sotto carico mediante flessimetro di corsa massima 100 mm.

In tutti i casi la rottura è avvenuta per meccanismo di taglio in prossimità di uno degli appoggi, come dimostrano le foto dalla n. 7 alla n. 12 in allegato.

Padova, 30 Luglio 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dic.unipd.it

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5607

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5607

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 25904 Pag. 13/13

DESCRIZIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE

I risultati delle prove sono rappresentati in Figura 16 mediante le curve di carico-spostamento rilevate per i 6 campioni di solaio.




Foto n. 1
Reggisolaio[®] in lamiera stampata




Foto n. 2
Reggisolaio[®] saldato in FeB44k

	Armatura di appoggio a taglio	Elemento di appoggio indiretto	Rif. foto Figura
Solai 1 e 4	2 ϕ 10	/	Fig. 12
Solai 2 e 5	/	Reggisolaio [®] traliccio	Foto 2 - Fig.13
Solai 3 e 6	2 ϕ 10	Reggisolaio [®] stampato	Foto 3 - Fig. 14

Tabella 1: riepilogo delle caratteristiche dei campioni di solaio

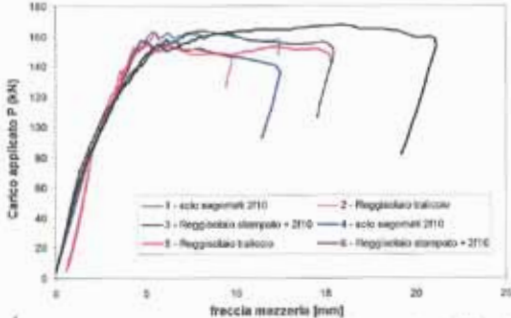





Figura 16: curve carico-spostamento dei 6 campioni di solaio

Padova, 30 Luglio 2007

Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dic.unipd.it

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5607

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5607

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dic.unipd.it

ALLEGATO n° 1 AL RAPPORTO DI PROVA N. 25904



Foto n. 3
dettaglio di applicazioni dell'estensimetro D01-8 al corrente inferiore delle travi miste



Foto n. 4
quadro fessurativo a rottura su trave 101/1



Foto n. 5
quadro fessurativo a rottura su trave 103/2



Foto n. 6
dettaglio corrente superiore instabilizzato trave 102n/2





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5607

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dic.unipd.it

ALLEGATO n° 2 AL RAPPORTO DI PROVA N. 25904



Foto n. 7
rottura solaio 1



Foto n. 8
rottura solaio 2



Foto n. 9
rottura solaio 3



Foto n. 10
rottura solaio 4



Foto n. 11
rottura solaio 5



Foto n. 12
rottura solaio 6



12.2.8. Rapporto di prova Trave Pre REP°



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA.
 Segreteria: +39049.827.5607

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labco@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088 Pag. 1/10

Richiedente: TECNOSTRUTTURE S.r.l. Novanta di Piave - Venezia

Domanda di prova: 14 Dicembre 2005

Materiale:

- n. 2 travi REP precomprese.

Le travi sono state dichiarate di produzione del Richiedente.

Prove richieste:

- prove di rottura a flessione e/o taglio delle travi.

Modalità delle prove: le prove saranno da eseguirsi secondo indicazioni del Richiedente come da schemi allegati.

Si allegano a documentazione n° 9 foto contenute negli allegati n° 1, n° 2 e n° 3.

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

Padova, 05 Settembre 2007

Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)

Ma

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ
LIBERTAS
PATAVINA

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA
Telefono: +39 049 827 5587
e-mail: labor@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088
Pag. 2/10

**DESCRIZIONE DEI CAMPIONI
E DELLE PROVE**

PROVE SULLE TRAVI REP[®] precomprese
Sono stati sottoposti a prova di carico fino a rottura:
- n. 2 travi tipo REP[®] precomprese con traliccio e zoccolo in calcestruzzo (travi denominate 1 e 2, luce di appoggio netta 534 cm).
La prova di carico è stata condotta mediante portale di acciaio di contrasto ancorato al suolo. Gli schemi di carico utilizzati e le sezioni resistenti delle travi sono rappresentati nella figura 1 dell'allegato 1.

PROVA SULLA TRAVE 1 e 2:
Sono state strumentate in modo da leggere lo stato deformativo sia delle travi nel loro complesso che sui singoli correnti e armature d'anima al crescere del carico. In particolare sono stati applicati a ciascuna trave:

- 2 estensimetri DDI base 100 mm sui correnti diagonali (sulla prima coppia di correnti di una testa);
- 1 estensimetri DDI base 100 mm su 1 corrente superiore;
- 3 estensimetri DDI base 100 mm sullo zoccolo di calcestruzzo a metà della sua altezza;
- 1 flessimetro in messeria corsa 50 mm;
- cella di carico per la lettura della forza applicata dal martinetto.

I 3 DDI applicati allo zoccolo in calcestruzzo, sono stati posizionati inizialmente dove si riteneva potessero formarsi le fessure ed eventualmente spostati a cavallo delle stesse dopo il 3° ciclo che ha portato alla fessurazione dello zoccolo.

Sulle travi, in cui i tralicci erano a vista, gli estensimetri sono stati applicati direttamente ai tondi in acciaio nella loro parte interna per la prima trave ed esterna per la seconda trave.

Una immagine di una delle travi strumentate è subito prima della fase di prova è riportata nella foto 1 dell'allegato.

Le travi sono dotate di due pilastri in calcestruzzo (lunghezza 30 cm x larghezza 60 cm x altezza 50 cm) in corrispondenza dei punti in cui vengono applicati i carichi concentrati. Inoltre tra la trave ausiliaria di acciaio di ripartizione e i pilastri è stato interposto uno strato in neoprene armato da 3 cm al fine di eliminare i carichi parassiti orizzontali sulla testa dei pilastri stessi.

Le dimensioni degli zocchi di calcestruzzo sono: lunghezza 550 cm, larghezza 60 cm e altezza 200 cm. I tralicci sono composti da:

- un corrente compresso costituito da 3 barre quadre da 30 mm di lato;
- un corrente integrativo superiore costituito da 1 barra quadra da 35 mm di lato per la trave 1 e 1 barra quadra da 35 mm di lato e 2 barre quadre da 30 mm di lato per la trave 2;
- doppio traliccio d'anima costituito da 2 barre tonde da 30 mm di diametro con passo 460 mm;
- armatura di parete realizzata con barre tondo da 10 mm di diametro per garantire la stabilità del traliccio.

All'interno degli zocchi in calcestruzzo sono presenti 6 trefoli da 1/8" per fornire la precompressione e l'armatura lenta di confezionamento dello zoccolo

Padova, 05 Settembre 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ
LIBERTAS
PATAVINA

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA
Telefono: +39 049 827 5587
e-mail: labor@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088
Pag. 3/10

stesso costituita da 4 barre tonde inferiori da 12 mm di diametro, 2 barre tonde inferiori da 10 mm di diametro, 6 barre tonde superiori da 10 mm di diametro, di cui 2 lunghe solamenti 70 cm e disposte in prossimità dell'appoggio, e staffe da 8, 10, 12 mm di diametro disposte con passo variabile.
La sezione trasversale delle travi con la disposizione dell'armatura è rappresentata in figura 1 dove in grigio sono state indicate le barre costituenti il corrente superiore integrativo che differenziano le due travi.

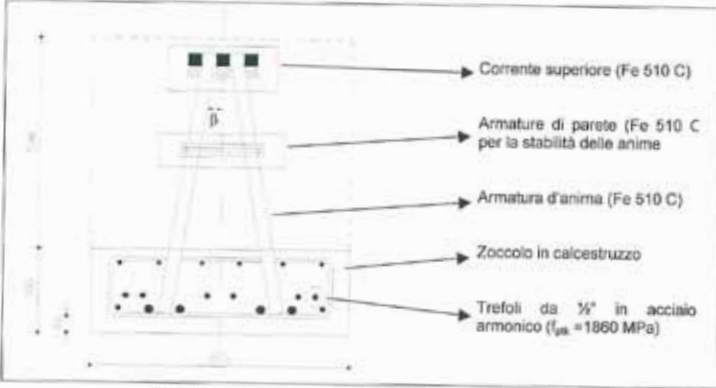


Figura 1: sezione trasversale della trave 1

Scopo delle prove era quello di verificare l'effettivo comportamento delle travi REP[®] precomprese nei confronti del collasso per momento flettente e per taglio e gli effetti della precompressione dal punto di vista della riduzione della fessurazione dello zoccolo.
La sezione longitudinale delle travi è rappresentata nella figura 2.

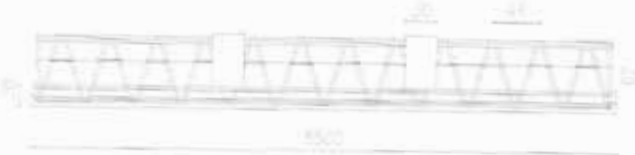



Figura 2: sezione longitudinale delle travi

Padova, 05 Settembre 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sede: Via Marzani, 11/A - 35131 PADOVA
 Segreteria: +39049.827.5607
 e-mail: labor@dm.unipd.it

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labor@dm.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088
 Pag. 4/10

CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

I materiali impiegati nella costruzione dei campioni sono:

- calcestruzzo dello zoccolo caratterizzato mediante prove di rottura a compressione su provini cubici eseguite da Tecnostrutture: R_{cm} 34,9 MPa
- acciaio del traliccio e dell'armatura lenta dello zoccolo: Fe 510 C
- acciaio armonico di precompressione dello zoccolo: f_{pt100} 1670 MPa

SCHEMA DI PROVA E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Lo schema utilizzato per la prova di carico è rappresentato nella figura 3 seguente.

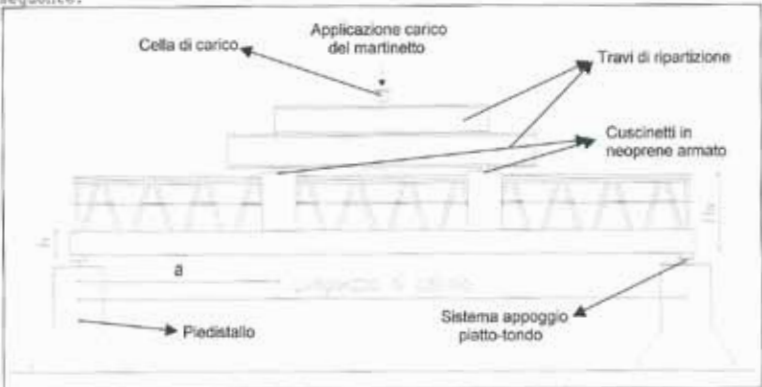


Figura 3: schema di carico delle travi

Lo schema statico delle travi è schematizzato nella figura 4 seguente.


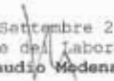
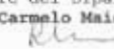


Figura 4: schema di carico delle travi

Padova, 05 Settembre 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sede: Via Marzani, 11/A - 35131 PADOVA
 Segreteria: +39049.827.5607
 e-mail: labor@dm.unipd.it

telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labor@dm.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088
 Pag. 5/10

Il carico è stato applicato mediante un pistone Enerpac di portata massima 100 t e il carico applicato è stato letto mediante cella di carico IBM, il pistone è stato installato su portali di contrasto in acciaio ancorato a terra con portata massima 90 t.

All'intrudosso delle travi in campata è stata misurata l'inflexione sotto carico mediante flessimetro di corsa massima 50 mm.

Sono stati inoltre misurati l'allungamento dello zoccolo di calcestruzzo tramite l'applicazione di 3 estensimetri DDI a metà dell'altezza dello stesso, l'accorciamento del corrente superiore tramite 1 DDI posto in messeria nella parte superiore degli stessi e l'accorciamento della prima coppia di barre diagonali del traliccio tramite 2 estensimetri DDI. Tutti gli estensimetri avevano base iniziale di misura 100 mm.

La lettura degli strumenti è stata acquisita in automatico dal computer mediante gli acquisitori "spider".

ANDAMENTO DELLE PROVE SPERIMENTALI

Sono stati previsti ciclo di carico successivi con un progressivo aumento del carico massimo. Il primo ciclo è stato eseguito fino a 100 kN, il secondo fino a 200 kN, il terzo fino alla featurazione dello zoccolo ed il quarto fino alla rottura del provino.

Nella prima trave per i primi 3 cicli sono stati posizionati solo 2 estensimetri DDI sullo zoccolo. Allo scarico del 3° ciclo essi sono stati spostati in modo che fossero in corrispondenza delle fessure ed inoltre ne è stato posizionato un terzo centralmente in modo che anch'esso risultasse a cavallo di una fessura.


Nella seconda trave sono stati posizionati 3 estensimetri sullo zoccolo di calcestruzzo sin dal 1° ciclo. Per questa trave non è stato necessario spostare i DDI dopo lo scarico del 3° ciclo perché tutti e 3 gli strumenti erano già in corrispondenza di altrettante fessure.

Padova, 05 Settembre 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ PATAVINA
 Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA
 Segreteria: +39049.827.5607
 telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labor@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088 Pag. 6/10

RISULTATI DELLE PROVE

I risultati delle prove sono rappresentati nei grafici riguardanti le acquisizioni delle principali strumentazioni collegate alle travi. La prima coppia di grafici riguarda il carico applicato e la freccia delle travi acquisita tramite il flessimetro di mezzeria. Le figure 5 e 6 rappresentano l'andamento di tali grafici per le due travi.

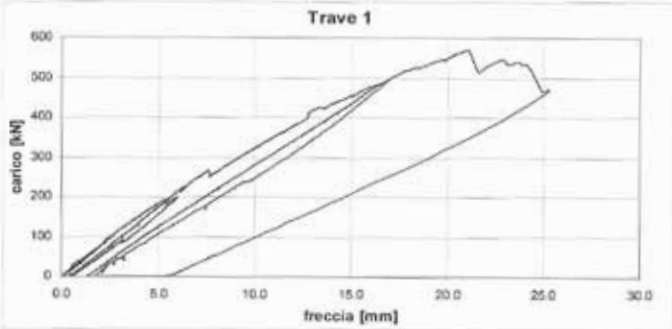


Figura 5: curve carico-freccia della trave 1

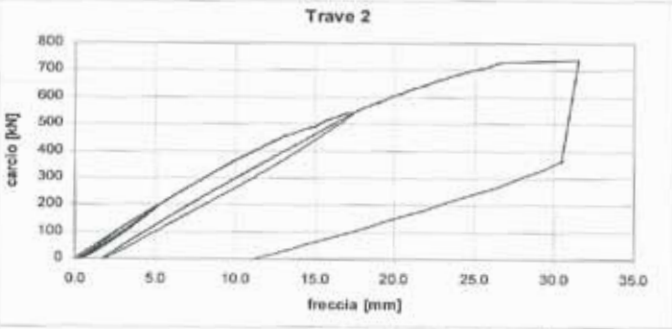

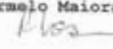



Figura 6: curve carico-freccia della trave 2

Padova, 05 Settembre 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ PATAVINA
 Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA
 Segreteria: +39049.827.5607
 telefono: +39049.827.5587
 e-mail: labor@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088 Pag. 7/10

I grafici delle figure 7 e 8 riportano l'andamento delle curve carico applicato in funzione dell'allungamento dello zoccolo acquisito tramite gli estensimetri DDI durante il 3° ciclo. Nei grafici la deviazione delle curve ottenute indica la formazione di fessure nello zoccolo di calcestruzzo. Tra i due punti di applicazione del carico la distanza media tra le fessure formatesi è risultata di circa 21 cm come si può vedere nelle figure 2, 3, 4 e 5 dell'allegato 1.

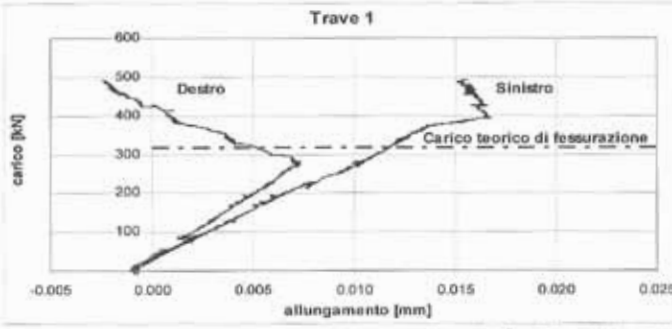


Figura 7: curve carico-allungamento dello zoccolo nel 3° ciclo della trave 1

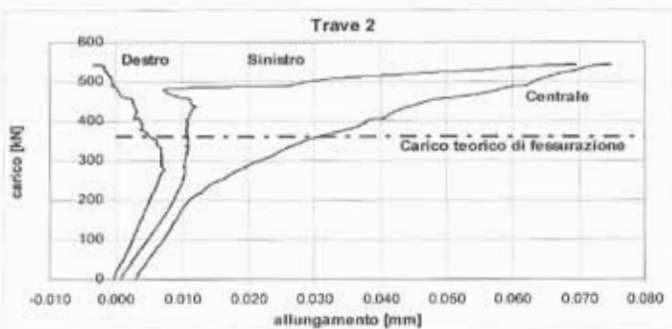

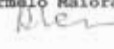


Figura 8: curve carico-allungamento dello zoccolo nel 3° ciclo della trave 2

Padova, 05 Settembre 2007
 Il Direttore del Laboratorio
 (Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
 (Prof. Carmelo Maiorana)





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI

Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ
PATAVINA

Sede: Via Marzotto, 11/A - 35131 PADOVA
Telefono: +39049.827.5587
e-mail: labor@dic.unipd.it

Telefono: +39049.827.5587
e-mail: labor@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088

Pag. 8/10

I grafici delle figure 9 e 10 mostrano l'andamento del carico applicato in funzione dell'allungamento registrato dagli estensimetri DDI durante il corso del 4° ciclo. Il cambio di pendenza delle curve indica la decompressione dello zoccolo e la conseguente apertura delle fessure già create durante il ciclo di carico precedente.

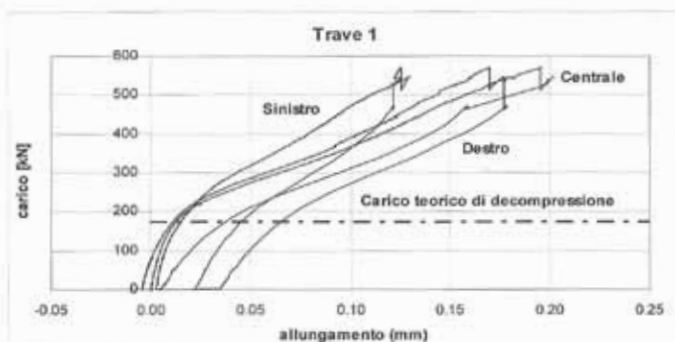


Figura 9: curve carico-allungamento dello zoccolo nel 4° ciclo della trave 1

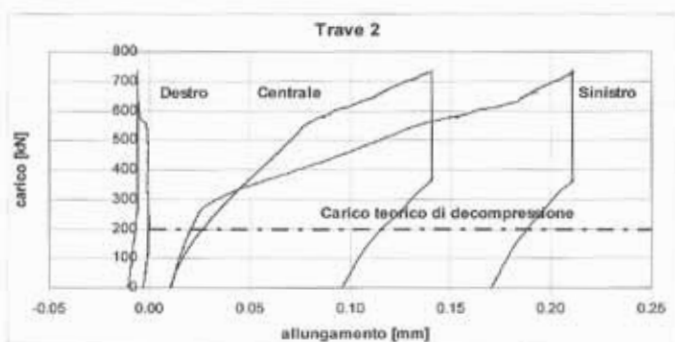


Figura 10: curve carico-allungamento dello zoccolo nel 4° ciclo della trave 2

Padova, 05 Settembre 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)

Handwritten signature



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI

Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ
PATAVINA

Sede: Via Marzotto, 11/A - 35131 PADOVA
Telefono: +39049.827.5587
e-mail: labor@dic.unipd.it

Telefono: +39049.827.5587
e-mail: labor@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088

Pag. 9/10

I grafici delle figure 11 e 12 riportano l'andamento del carico applicato in funzione della deformazione del corrente superiore compresso acquisito tramite l'estensimetro DDI durante il 4° ciclo.

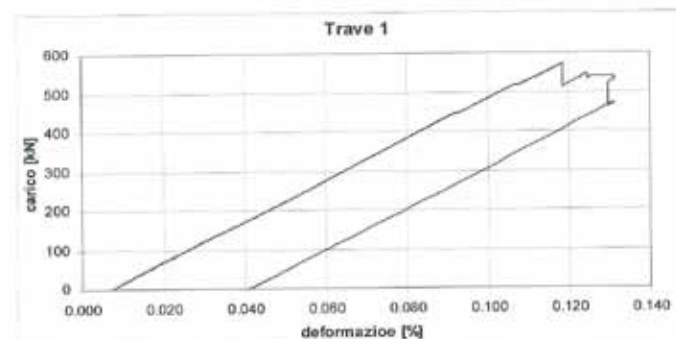


Figura 11: curve carico-deformazione del corrente superiore nel 4° ciclo della trave 1

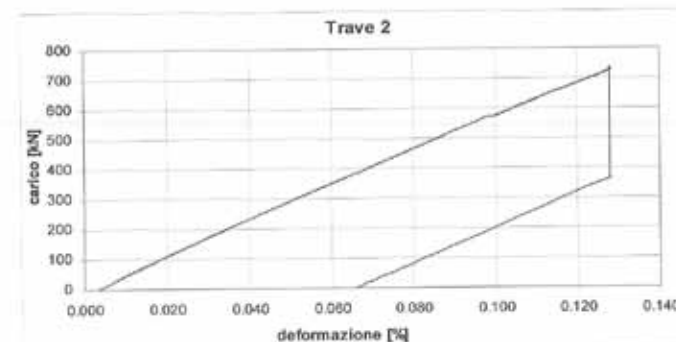


Figura 12: curve carico-deformazione del corrente superiore nel 4° ciclo della trave 2

Padova, 05 Settembre 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)



Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)

Handwritten signature

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

UNIVERSITÀ
UNIVERSIS
PATAVINA
LIBERTAS

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA
Segreteria: +39049.827.5607

telefono: +39049.827.5587
e-mail: labor@dic.unipd.it

RAPPORTO DI PROVA N. 29088 Pag. 10/10

In entrambi i casi il collasso è stato di tipo fragile e si è verificato per frattura nella zona nodale superiore delle bielle tese del traliccio d'anima nella zona compresa tra l'appoggio e il punto di applicazione del carico.

Si riporta di seguito lo schema che evidenzia le zone di rottura (figura 13) mentre le foto che le documentano sono nell'allegato 1 della presente relazione.

Figura 13: rappresentazione schematica delle zone di rottura

Padova, 05 Settembre 2007
Il Direttore del Laboratorio
(Prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(Prof. Carmelo Maiorana)

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione


UNIVERSITÀ
UNIVERSIS
PATAVINA
LIBERTAS

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA
Segreteria: +39049.827.5607

telefono: +39049.827.5587
e-mail: labor@dic.unipd.it

ALLEGATO n° 1 AL RAPPORTO DI PROVA N. 29088

Foto 1: immagine di una delle travi strumentate



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA. telef: +39049 827.5587
 Segreteria: +39049 827.5607 e-mail: labor@dic.unipd.it

ALLEGATO n° 2 AL RAPPORTO DI PROVA N. 29088




Foto n. 2:
immagine delle fessure della trave 1




Foto n. 3:
posiz. DOI su fessure della trave 1




Foto n. 4:
immagine delle fessure della trave 2






Foto n. 5:
immagine delle fessure della trave 2





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI
Facoltà di Ingegneria - Laboratorio Sperimentale per le Prove sui Materiali da Costruzione

Sede: Via Marzolo, 11/A - 35131 PADOVA. telef: +39049 827.5587
 Segreteria: +39049 827.5607 e-mail: labor@dic.unipd.it

ALLEGATO n° 3 AL RAPPORTO DI PROVA N. 29088




Foto n. 6:
rottura delle aste tese della trave 1




Foto n. 7:
rottura delle aste tese della trave 1




Foto n. 8:
rottura delle aste tese della trave 2





Foto n. 9:
rottura delle aste tese della trave 2



12.2.9. Rapporto di prova Trave REP® Cls Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli studi di Padova

RAPPORTO DI PROVA N. Pag. 1/22

Richiedente: TECNOSTRUTTURE S.r.l. Noventa di Piave - Venezia

Domanda di prova: nell'ambito convenzione Tecnostrutture - Università di Padova 2006

Materiale di prova:
- n. 12 travi REPcls®

Prove richieste:
- prove di rottura a flessione e taglio delle travi;

Modalità delle prove: le prove sono state eseguite secondo indicazioni del Richiedente come da schemi di seguito riportati.

Allegati:
Si allegano n. 27 foto a documentazione delle prove eseguite.

Padova, 28 settembre 2009

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione del prodotto.

RAPPORTO DI PROVA N.

Pag. 2/22

1ª parte PROVE A FLESSIONE SU TRAVI REPcls®

DESCRIZIONE DEI CAMPIONI E DELLE PROVE

La prova di carico è stata condotta mediante portale di acciaio di contrasto ancorato al suolo. Le travi sono state strumentate in modo da leggere lo stato deformativo al crescere del carico. Allo scopo sui tralicci di acciaio, sia sui correnti superiore ed inferiore che sulle aste d'anima, sono stati saldati degli spazzoni in acciaio sporgenti dal getto di calcestruzzo, rivestiti in spugna per isolarlo dallo stesso.

In particolare sono stati applicati alle travi:

- 6 estensimetri DDI di base 100 mm sui diagonali d'anima (4 su una testa e 2 sull'altra);
- 1 estensimetro DDI di base 100 mm sulla mezzeria del corrente superiore;
- 1 estensimetro DDI di base 100 mm sulla mezzeria del corrente inferiore;
- 2 flessimetri agli appoggi corsa 10 mm;
- 2 flessimetri in mezzeria corsa 50 mm;
- cella di carico per la lettura della forza applicata dal martinetto.

Il carico è stato applicato mediante un pistone Enerpac di portata opportuna e il carico applicato è stato letto mediante cella di carico HBM.

La lettura degli strumenti è stata acquisita in automatico.

Di seguito si riporta la tabella delle travi sottoposte a prova.

TRAVE N°	DATA PROVA	SEZIONE [mm]	LUNGHERZA [m]	APPLICAZIONE CARICO		DISTANZA APPOGGI [m]	DESCRIZIONE APPOGGIO
				a [m]	b [m]		
1	18/06/09	254x240	6,02	2,70	0,62	3,80	Sul cls
2	15/06/09	301x242	6,02	2,70	0,62	3,80	Sul cls
3	04/06/09	406x259	6,02	2,70	0,62	3,80	Sul cls
4	09/06/09	262x339	6,02	2,70	0,62	3,80	Sul cls
5	24/06/09	305x338	6,02	2,70	0,62	3,80	Sul cls
6	01/09/09	411x343	6,02	2,70	0,62	3,80	Sul cls
7	22/09/09	268x446	6,02	2,76	0,62	3,92	Sul martello
8	08/09/09	311x436	6,02	2,70	0,62	3,80	Sul cls
9	15/09/09	410x441	6,02	2,50	1,02	3,40	Sul martello
10	28/09/09	269x534	6,48	3,00	0,48	6,40	Sul martello
11	19/09/09	306x547	6,48	3,00	0,48	6,40	Sul martello
12	23/09/09	424x544	6,48	3,00	0,48	6,40	Sul martello

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione del prodotto.

Lo schema di carico utilizzato e le posizioni di misura sono riportati nella seguente figura:

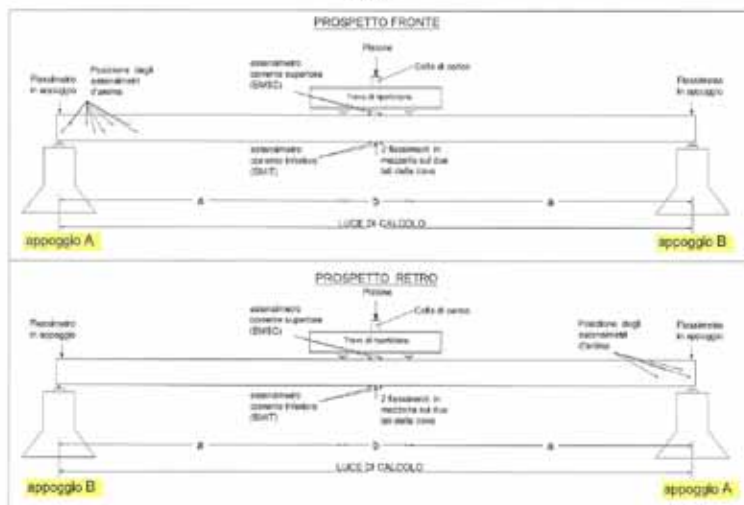


Foto 1: schema di carico prove a flessione

Gli estensimetri DOI sono di seguito indicati con la seguente sintassi:

E x y x n

dove:

- **E** : sta per estensimetro;
- **x = A, B, M**: appoggio A o B o Mezzeria della trave;
- **y = F, R, I, S**: Fronte o Retro della trave rispetto la posizione dell'operatore; oppure Inferiore o Superiore
- *** = T ; C** : diagonale d'anima Teso o Compresso;
- **n = 1,2,3,4** : numero progressivo della diagonale partendo dall'appoggio.

NOTA:

Per la trave 8 l'estensimetro EMSC è stato applicato direttamente sul calcestruzzo. Per le travi 7 e 10 sono stati applicati solamente gli estensimetri in mezzeria causa l'impossibilità della messa in luce degli altri.

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

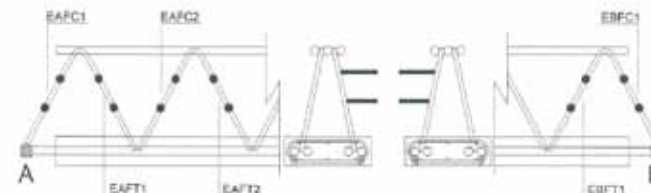


Foto 2: identificazione degli estensimetri sui correnti d'anima (vista frontale)

Seguono le sezioni trasversali delle travi sottoposte a prova.

TRAVE	N.	SUPERIORE		INFERIORE		CANTO		MATELLI	
		#	N. LUNGH.	#	N. LUNGH.	#	IN. FISSO	#	N. LUNGH.
1	1	2	20	2	20	2	14	2	20



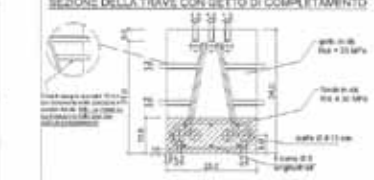
TRAVE	N.	SUPERIORE		INFERIORE		CANTO		MATELLI	
		#	N. LUNGH.	#	N. LUNGH.	#	IN. FISSO	#	N. LUNGH.
3	1	2	20	2	20	2	14	2	20



TRAVE	N.	SUPERIORE		INFERIORE		CANTO		MATELLI	
		#	N. LUNGH.	#	N. LUNGH.	#	IN. FISSO	#	N. LUNGH.
2	1	2	20	2	20	2	14	2	20



TRAVE	N.	SUPERIORE		INFERIORE		CANTO		MATELLI	
		#	N. LUNGH.	#	N. LUNGH.	#	IN. FISSO	#	N. LUNGH.
4	1	2	20	2	20	2	14	2	20



Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

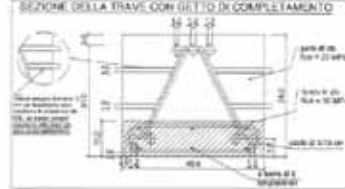
RAPPORTO DI PROVA N.

Fag. 5/22

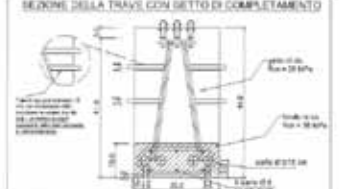
TRAVE	N.	SUPERIORE	INTERIORE	INFERIORE	INTELLI
		# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI
5	1	2	2	2	2



TRAVE	N.	SUPERIORE	INTERIORE	INFERIORE	INTELLI
		# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI
6	1	2	2	2	2



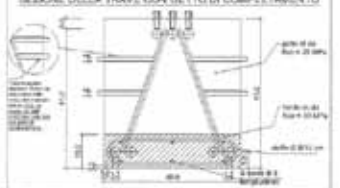
TRAVE	N.	SUPERIORE	INTERIORE	INFERIORE	INTELLI
		# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI
7	1	2	2	2	2



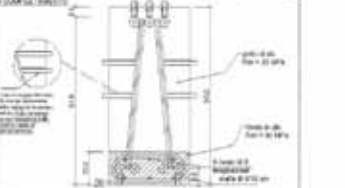
TRAVE	N.	SUPERIORE	INTERIORE	INFERIORE	INTELLI
		# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI
8	1	2	2	2	2



TRAVE	N.	SUPERIORE	INTERIORE	INFERIORE	INTELLI
		# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI
9	1	2	2	2	2



TRAVE	N.	SUPERIORE	INTERIORE	INFERIORE	INTELLI
		# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI
10	1	2	2	2	2



Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

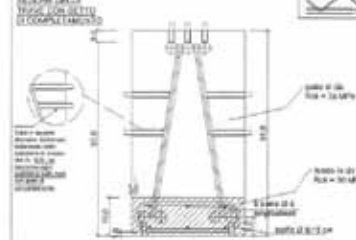
Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

RAPPORTO DI PROVA N.

Fag. 6/22

TRAVE	N.	SUPERIORE	INTERIORE	INFERIORE	INTELLI
		# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI
11	1	2	2	2	2



TRAVE	N.	SUPERIORE	INTERIORE	INFERIORE	INTELLI
		# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI	# N. LUNGHI
12	1	2	2	2	2

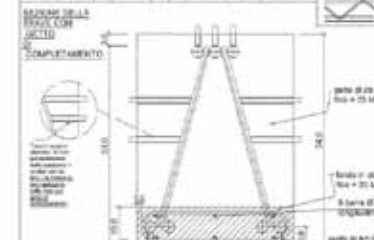


Foto 3: distinte di produzione e sezioni trasversali delle travi

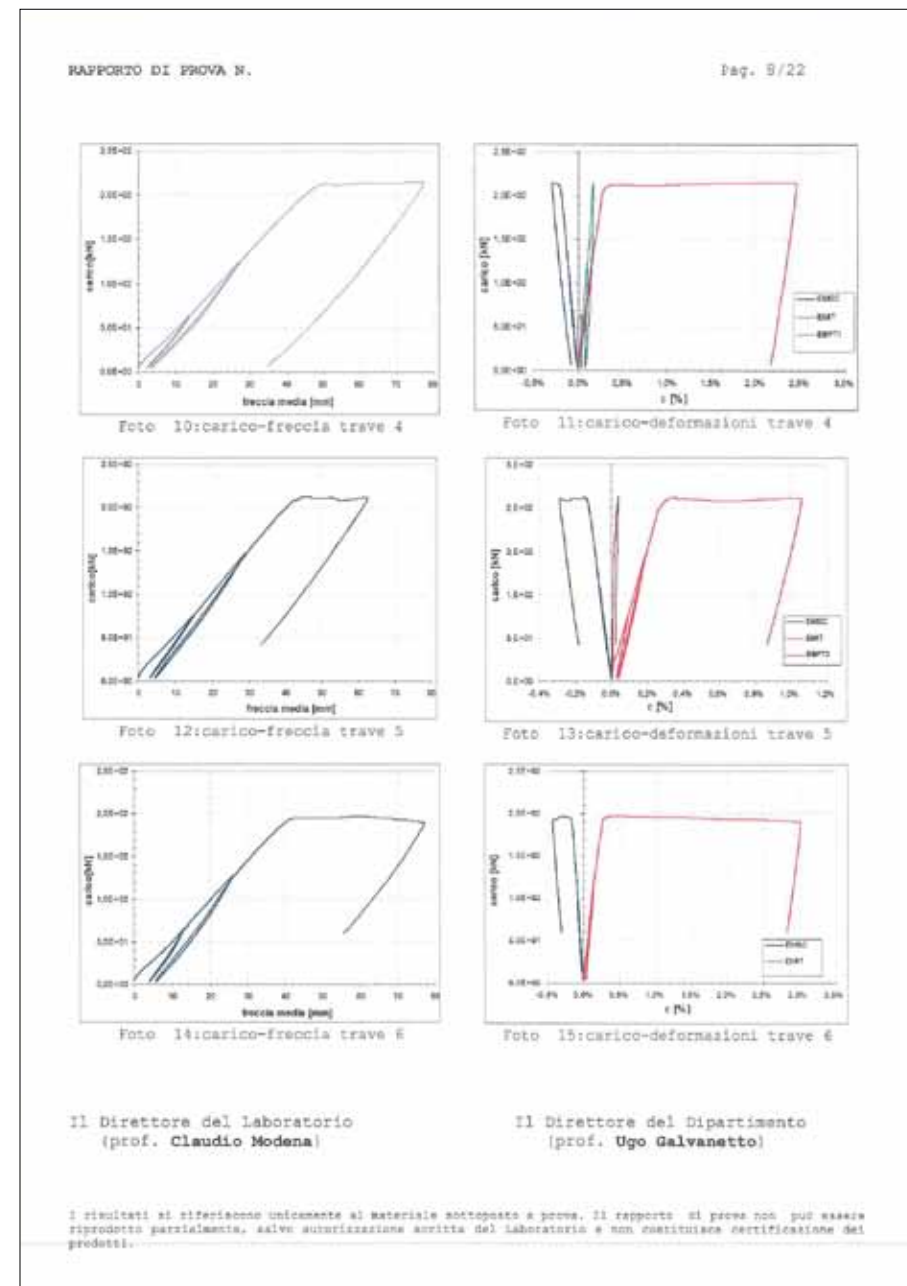
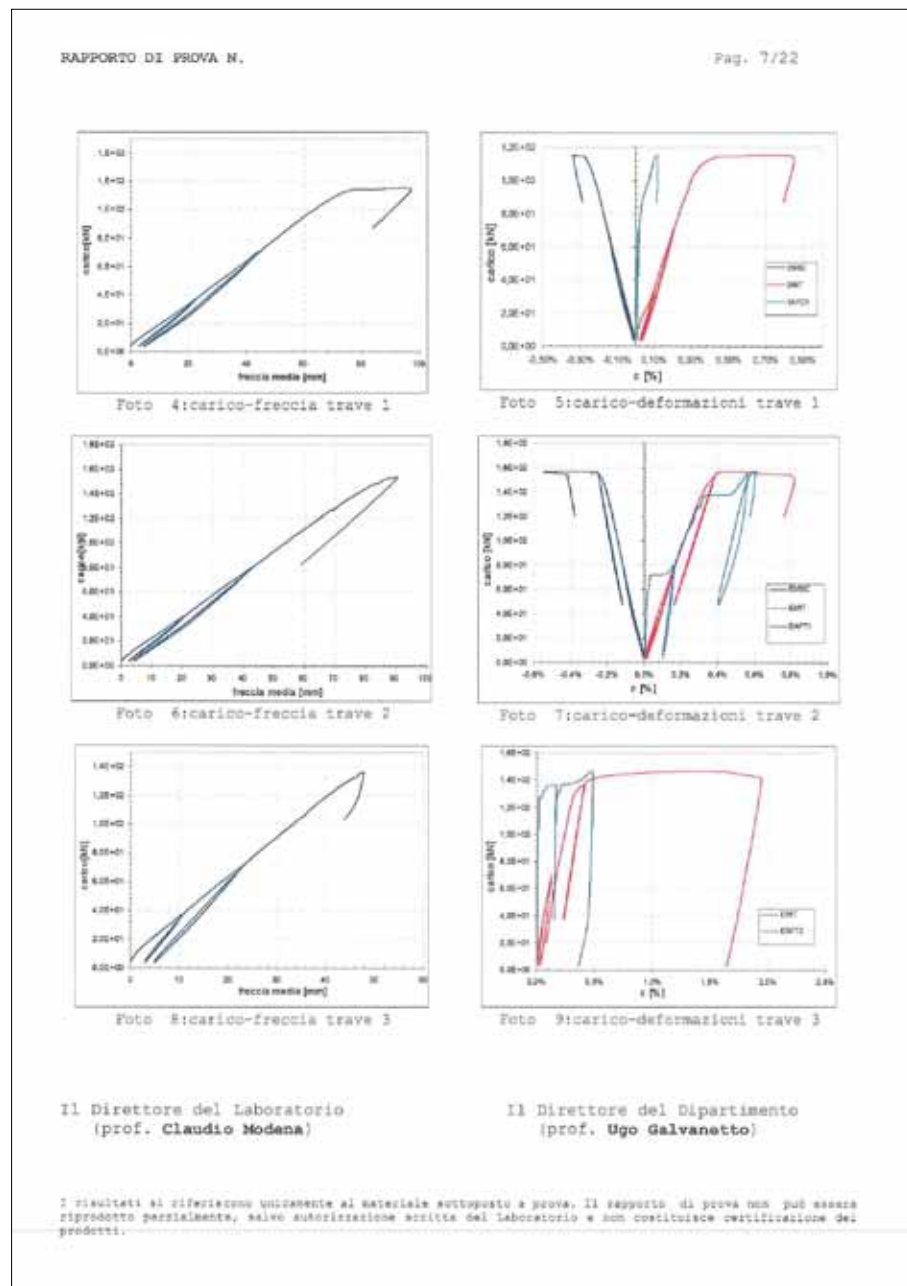
RISULTATI DELLE PROVE

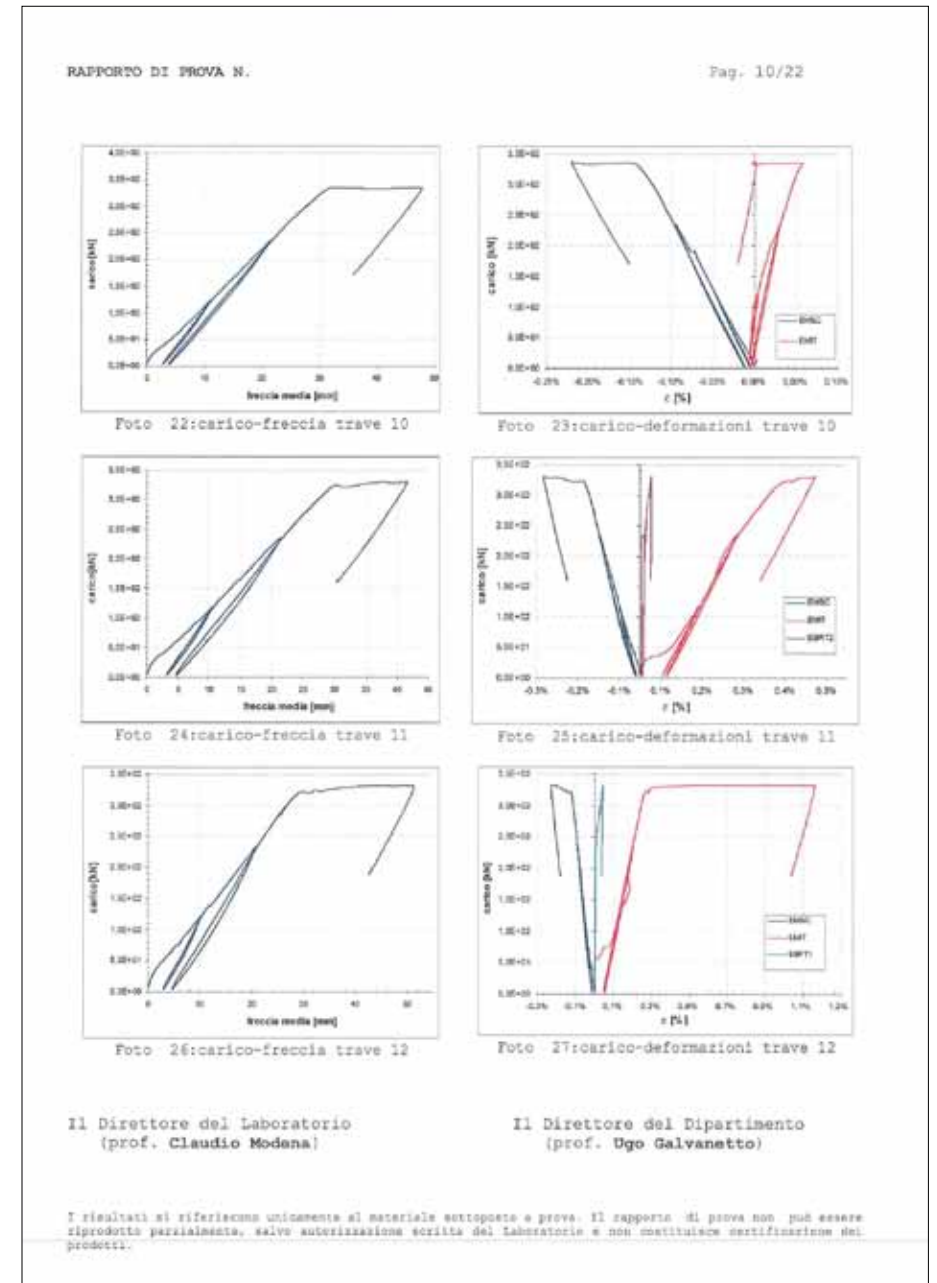
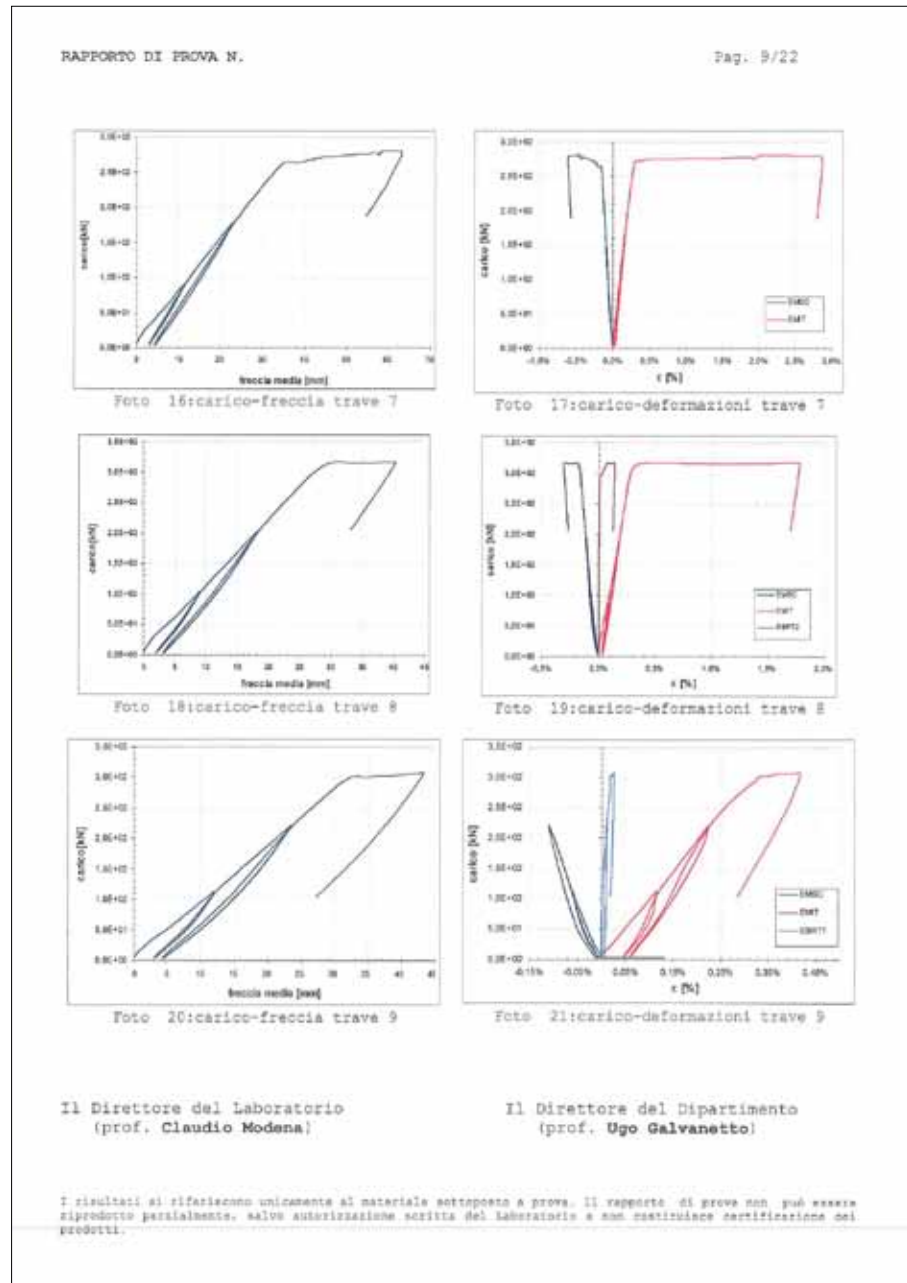
Il carico è stato applicato in 3 cicli successivi di carico e scarico di ampiezza crescente, con una progressione del 30% circa del carico ultimo previsto di rottura. Le travi hanno mostrato una modalità tipica di rottura per flessione. I risultati delle prove a rottura sulle travi sono riassunti mediante i grafici sperimentali più significativi ottenuti: si riportano le curve carico-freccia medie e quelle carico-deformazioni. La deformazione di ogni estensimetro è stata ottenuta dividendo la variazione di lunghezza registrata per la base di misura della stessa.

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.





RAPPORTO DI PROVA N.

Pag. 11/22

2^a parte PROVE A TAGLIO SU TRAVI REPCls®

DESCRIZIONE DEI CAMPIONI E DELLE PROVE

Per la prova di rottura a taglio si sono riutilizzate le stesse travi tenute già rotte a flessione, cambiando solamente lo schema statico.
I macchinari di prova utilizzati sono gli stessi e la indicazione del DDI è rimasta la medesima.

Di seguito si riporta la tabella delle travi sottoposte a prova.

TRAVE N°	DATA PROVA	SEZIONE [mm]	LUNGHEZZA TRAVE [m]	APPLICAZIONE CARICO		LUCE APPOGGI [m]	APPOGGIO
				"a" [m]	"b" [m]		
1	18/06/09	254x240	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul cls
2	17/06/09	301x242	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul cls
3	08/06/09	406x259	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul cls
4	11/06/09	262x339	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul cls
5	25/06/09	305x338	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul cls
6	04/09/09	411x343	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul cls
7	23/09/09	269x446	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul martello
8	14/09/09	311x436	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul martello
9	16/09/09	412x441	6,02	0,90	1,30	4,00	Sul martello
10	28/09/09	269x534	6,48	1,00	1,40	5,30	Sul martello
11	21/09/09	306x547	6,48	1,10	1,50	5,30	Sul martello
12	28/09/09	424x544	6,48	1,10	1,50	5,30	Sul martello

Di seguito si riporta lo schema di carico utilizzato.

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

RAPPORTO DI PROVA N.

Pag. 12/22

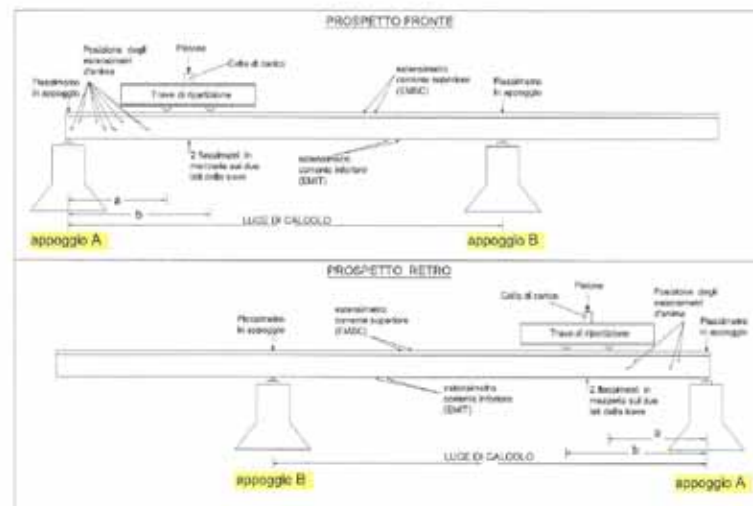


Foto 28: schema di carico utilizzato per le prove di taglio

Le travi hanno mostrato una modalità tipica di rottura per taglio.

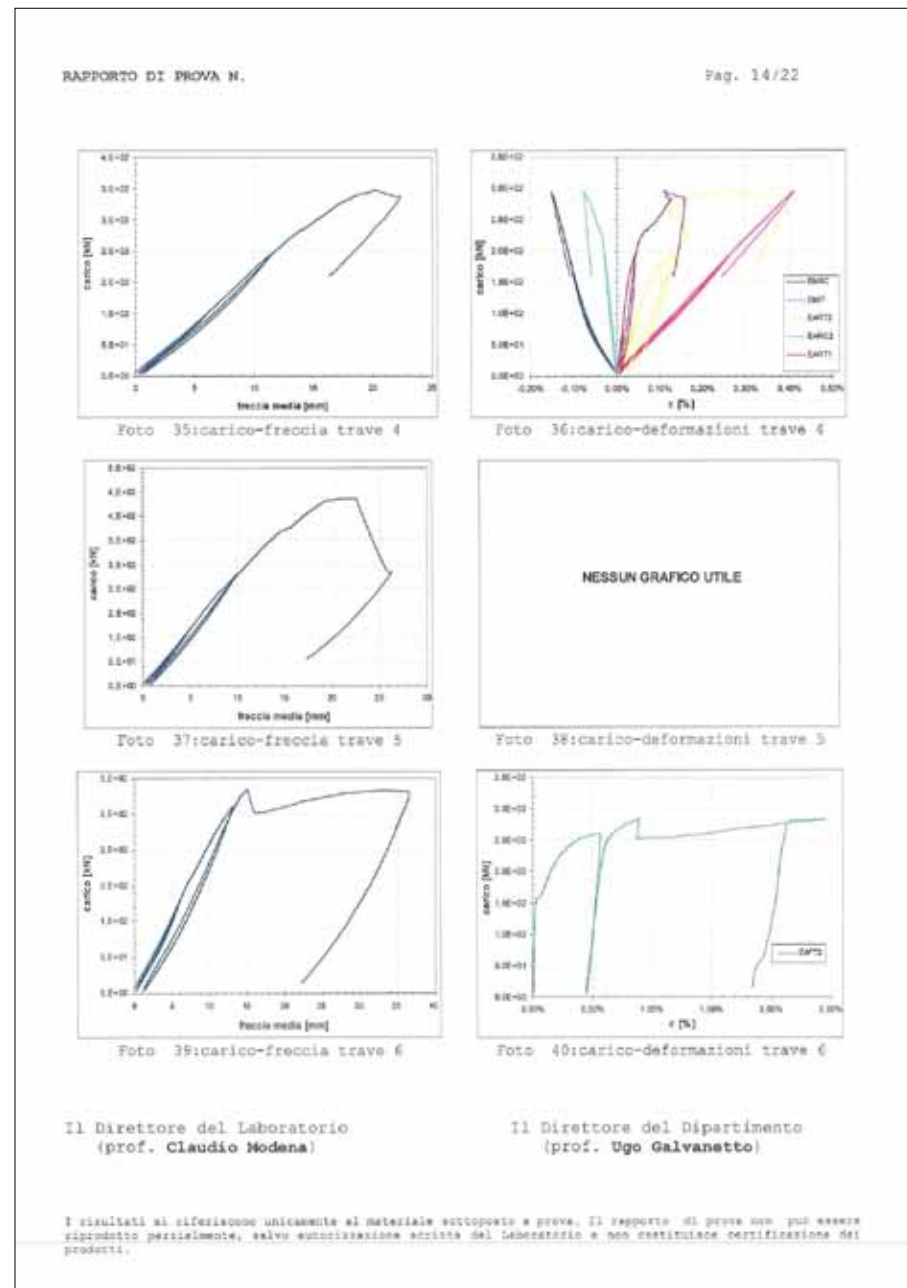
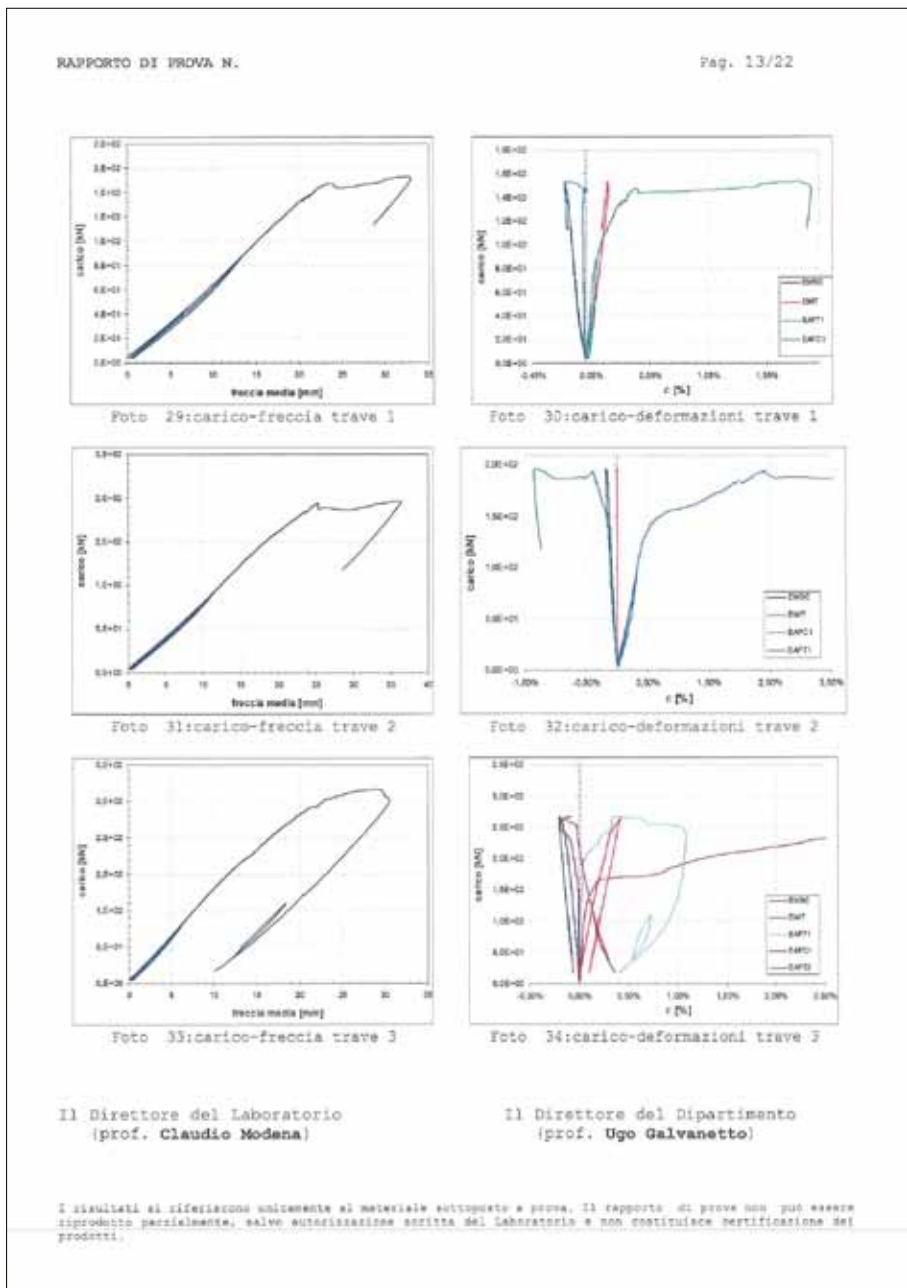
I risultati delle prove a rottura sulle travi sono riassunti mediante i grafici sperimentali più significativi ottenuti. Si riportano le curve carico-freccia medie e quelle carico-deformazioni.

La deformazione di ogni estensimetro è stata ottenuta dividendo la variazione di lunghezza registrata per la base di misura della stessa.

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.



RAPPORTO DI PROVA N. Pag. 15/22

Foto 41:carico-freccia trave 7

NESSUN GRAFICO UTILE

Foto 42:carico-deformazioni trave 7

Foto 43:carico-freccia trave 8

Foto 44:carico-deformazioni trave 8

Foto 45:carico-freccia trave 9

Foto 46:carico-deformazioni trave 9

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

RAPPORTO DI PROVA N. Pag. 16/22

Foto 47:carico-freccia trave 10

NESSUN GRAFICO UTILE

Foto 48:carico-deformazioni trave 10

Foto 49:carico-freccia trave 11

Foto 50:carico-deformazioni trave 11

Foto 51:carico-freccia trave 12

Foto 52:carico-deformazioni trave 12

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

RAPPORTO DI PROVA N.

Pag. 17/22

3^a parte - PROVE SUI MATERIALI

PROVE A COMPRESIONE SUL CALCESTRUZZO :

Il progetto di prova prevedeva calcestruzzi aventi $f_{cm} = 52\text{MPa}$. Sono stati prelevati 6 provini cilindrici mediante carotaggio nella zona del getto di completamento delle travi già portate a rottura. I valori sperimentali ottenuti sono di seguito riportati.

Contrassegno	data prova	d [cm]	h [cm]	Sezione [cm ²]	Massa totale [Kg]	Carico di rottura [Kg]	$f_c(\text{MPa})$
4	14/09/09	9,4	24,5	69	4,09	37400	53,2
5	14/09/09	9,4	29,1	69	4,91	42400	59,9
5A	14/09/09	9,4	29,3	69	4,99	45200	63,9
7	14/09/09	9,4	24,9	69	4,20	39800	54,8
10	14/09/09	9,4	23,4	69	4,33	42600	60,2
11	14/09/09	9,4	30,4	69	5,06	44200	62,5
Media							59,1

PROVE A TRAZIONE SULL'ACCIAIO :

Il progetto di prova prevedeva l'utilizzo di un acciaio S355 (ex Fe510). Si sono ricavati n. 3 spezoni di acciaio $\phi 14$ mm e n. 3 spezoni di acciaio $\phi 30$ mm, utilizzati per il confezionamento dei tralicci, ritagliandoli direttamente dalle travi previa loro demolizione. I risultati delle prove a trazione su tali spezoni sono di seguito riportati.

Campione n.	Contrassegno	dn [mm]	ReR (MPa)	f_{ym} (MPa)	At [%]	Agt [%]
1	Trave 7	14	393	544	34	13,8
2	Trave 10	14	405	545	29,6	14,1
3	Trave 11	14	394	541	17,8	10,8
Media			397,3	543,6	27,2	12,9
4	Trave 7	30	377	523	29,3	17,5
5	Trave 10	30	366	510	31,3	22,1
6	Trave 11	30	359	507	29,7	22,3
Media			367,3	512,3	30,1	20,6

N.B.: la sezione di rottura del campione n. 3 è localizzata in prossimità della zona saldata

SIMBOLI

- d_n : diametro nominale
- N_{se} : carico unitario di snervamento superiore
- N_b : carico unitario di rottura (resistenza a trazione)
- A_c : allungamento misurato su 5 diametri equivalenti ($L_0=5,63\sqrt{S_0}-80$ mm) (S_0 = sezione resistente)
- A_{gt} : allungamento totale sotto carico massimo

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione del prodotto.

RAPPORTO DI PROVA N.

Pag. 18/22

ALLEGATO FOTOGRAFICO

SETUP DI PROVA



Foto 1: attrezzatura di prova



Foto 2: cella di carico



Foto 3: particolare appoggio sul martello



Foto 4: estensimetro d'anima

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione del prodotto.

RAFFORTO DI PROVA N.

Pag. 19/22

PROVE DI FLESSIONE:



Foto 5: trave 1



Foto 6: trave 2



Foto 7: trave 3



Foto 8: trave 4



Foto 9: trave 5



Foto 10: trave 6

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

RAFFORTO DI PROVA N.

Pag. 20/22



Foto 11: trave 7



Foto 12: trave 8



Foto 13: trave 9



Foto 14: trave 10



Foto 15: trave 11



Foto 16: trave 12

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

RAPPORTO DI PROVA N. Pag. 21/22

PROVE DI TAGLIO:




Foto 17: trave 1




Foto 18: trave 2




Foto 19: trave 3




Foto 20: trave 4




Foto 21: trave 5




Foto 22: trave 6

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

RAPPORTO DI PROVA N. Pag. 22/22




Foto 23: trave 7




Foto 24: trave 9




Foto 25: trave 10




Foto 26: trave 11




Foto 27: trave 12

Il Direttore del Laboratorio
(prof. Claudio Modena)

Il Direttore del Dipartimento
(prof. Ugo Galvanetto)

I risultati si riferiscono unicamente al materiale sottoposto a prova. Il rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente, salvo autorizzazione scritta del Laboratorio e non costituisce certificazione dei prodotti.

12.2.10. Rapporto di prova su nodo sismico e su traliccio integrativo REP®
Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli studi di Padova



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E TRASPORTI

RAPPORTO INTERNO

RELAZIONE FINALE DELL'ATTIVITÀ DI RICERCA SUL TEMA:

**“COMPORTEMENTO ISTERETICO DI NODI DI TELAI
SISMO-RESISTENTI IN STRUTTURA MISTA
REALIZZATI CON LA TECNOLOGIA REP®”**

Il Responsabile Scientifico: **Prof. Ing. Roberto Scotta**

Il Responsabile della Ricerca: **Ing. Leopoldo Tesser**

Maggio 2011

Capitolo I.
Prove a rottura di nodi antisismici REP®

I nodi antisismici realizzati con tecnologia REP® mirano a fornire una soluzione tecnologicamente avanzata ed efficiente quando si debbano realizzare strutture a telaio antisismiche, di adeguata duttilità e resistenza. La prima idea di nodi di questo tipo è stata oggetto di brevetto da parte dell'Ing. S. Leone con la denominazione di “nodo SismiREP®”. A partire da questa idea di riferimento si sono sviluppate altre soluzioni costruttive per la realizzazione di nodi antisismici.

Il collegamento tra travi e pilastri nelle strutture a telaio che prevedono l'impiego di travi parzialmente prefabbricate riserva tutt'oggi delle problematiche legate all'ottenimento di soddisfacenti livelli di resistenza e di duttilità. Infatti i nodi trave-pilastro di telai sismo-resistenti possono essere fortemente sollecitati e sono determinanti nell'assicurare il rispetto dei criteri di gerarchia delle resistenze.

Dal punto di vista progettuale le difficoltà sono insite nel garantire la continuità delle armature di travi e di pilastri attraverso il nodo. Infatti se le travi sono parzialmente prefabbricate la loro armatura difficilmente può attraversare il nodo e diviene necessario l'inserimento di elementi dopo la messa in opera delle travi e prima dell'esecuzione del getto di completamento del solaio. Tale armatura addizionale deve essere inglobata nel getto di calcestruzzo integrativo da solidarizzare alla porzione prefabbricata delle travi.

Dal punto di vista meccanico i nodi devono possedere una sufficiente resistenza alle sollecitazioni taglianti e devono preservare l'integrità della colonna per permettere la formazione di cerniere plastiche nelle sezioni delle travi adiacenti ai nodi stessi.

Si presentano di seguito i principali risultati di esperimenti condotti su diversi tipi di nodo trave-pilastro realizzati con struttura composta acciaio e calcestruzzo. Trattasi di cinque prove in cui altrettanti nodi a due vie in scala reale sono sottoposti a spostamenti pseudo-statici di tipo ciclico tali da indurre una condizione di sollecitazione di tipo sismico. Quattro nodi hanno le travi di tipologia mista acciaio e calcestruzzo, mentre un nodo è interamente in calcestruzzo armato normale per stabilire utili confronti. Per quanto riguarda i primi quattro, due nodi hanno i pilastri in c.a., un nodo è realizzato con pilastro con camicia di acciaio di sezione quadrata ed infine un nodo ha anche i pilastri in struttura reticolare mista (nodo SismiREP®). I risultati ottenuti sono analizzati criticamente e confrontati tra loro per poter trarre delle utili conclusioni sulla duttilità e sulla resistenza di tali nodi innovativi nei confronti delle sollecitazioni di natura sismica.

Le prove sperimentali sono state condotte nel 2010 presso il laboratorio del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova, sotto la supervisione dell'Ing. R. Scotta e con la collaborazione dell'Ing. L. Tesser e di A. Argentoni [1] **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

I.1. Confezione dei nodi

Tutti i nodi testati erano stati progettati per essere parte di un telaio antisismico a 4 piani, maglia pilastri 4x6 metri, luce travi 4 metri, altezza pilastri 3.20, in zona sismica tipo 2, ovvero $a_g=1.25 \times 0.25g$ (Tesser [2]).

Al fine di stabilire utili confronti con le tipologie costruttive tradizionali, uno dei nodi oggetto di sperimentazione è stato realizzato in calcestruzzo armato normale, rispettando le prescrizioni progettuali ed i dettagli costruttivi previsti per la classe di duttilità alta dall'OPCM 3431/05. Altri quattro nodi sono invece realizzati con travi in struttura composta acciaio e calcestruzzo REP^{cls}, progettati con appositi tralicci integrativi che attraversano il nodo. Tutti i nodi sono realizzati a 2 vie ed hanno i pilastri di altezza 3.2 m con sezione quadrata di 0.40 m di lato e le travi di lunghezza 4.8 m con sezione rettangolare di base 0.40 m e di altezza 0.35 m. Essi sono stati pensati come nodi tipici di un edificio a 4 piani, con maglia dei pilastri di 4 m x 6 m. Sono stati dimensionati in modo da portare a formazione delle cerniere plastiche nelle travi (per il principio di gerarchia delle resistenze) per una forza orizzontale applicata sulla testa del pilastro pari a 180 kN, corrispondente ad un valore di taglio sismico di progetto in un pilastro alla base dell'edificio suddetto in una zona sismica di medio-alta intensità.

I.1.1. Nodo N. 1 in c.a. normale

Il nodo in c.a. normale viene indicato con numero 1. Il pilastro è armato con 12 barre di diametro 20 mm e staffe a 4 braccia di diametro 8 mm ad un interasse di 100 e 150 mm. Le travi sono armate con 8+8 barre longitudinali di diametro 16 mm e da staffe a 4 braccia di diametro 8 mm ed interasse compreso fra 80 e 120 mm.

Nella progettazione del nodo si è assicurato un rapporto di sovrarresistenza a flessione pari a 1.2 del pilastro rispetto alla trave.

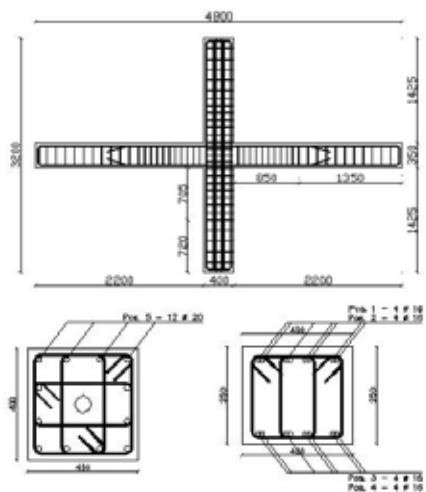


Figura 1 – Vista laterale e sezioni di pilastro e trave del nodo N. 1.

I.1.2. Nodi N. 2 e N. 3 con travi in struttura mista e pilastri in c.a. normale

Trattasi di nodi con pilastri in c.a. normale, armati come nel nodo N. 1, e travi composte REP^{cls} dotate di fondello in calcestruzzo. La continuità delle travi è assicurata da due tralicci integrativi lineari che attraversano il nodo, lateralmente rispetto all'armatura di confezionamento delle travi (Fig. 2). Nel nodo N. 2 tali tralicci integrativi non hanno alcun collegamento reciproco, mentre nel nodo N. 3 i due tralicci sono collegati tramite delle barre trasversali superiori saldate con funzione di calastrelli (Fig. 3).

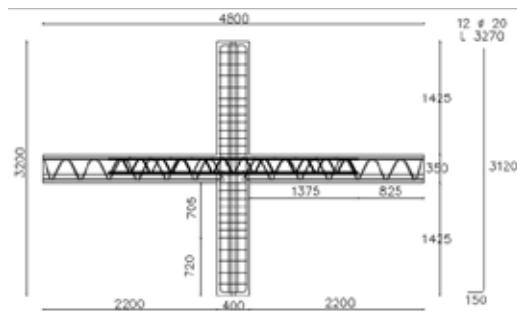
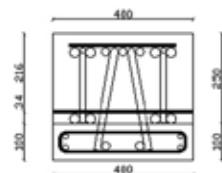


Figura 2 – Prospetto esecutivo nodo N. 2 e N. 3 con travi in struttura composta e pilastri in c.a. normale



Armatura aggiuntiva FeB44k (per simulare travetto con interasse 50 cm):
 - superiori: 2 # 14 ogni travetto
 - inferiori: 1 # 10 ogni travetto

Figura 3 – Sezione della trave dei nodi N. 3, N. 4 e N. 5 composta con zoccolo in calcestruzzo e traliccio integrativo a U rovescia

Ognuno dei tralicci integrativi è formato da 2 barre longitudinali superiori e inferiori di diametro 30 mm e da barre d'anima piegate e saldate di diametro 20 mm disposte ad un interasse di 260 mm.

I tralicci integrativi vengono inseriti nel nodo dopo il posizionamento dell'armatura del pilastro inferiore e l'appoggio delle travi ma prima del getto di completamento del solaio.

I momenti resistenti di progetto delle travi e dei pilastri rispettano gli stessi criteri di gerarchia delle resistenze già adottati per i nodi in c.a. normale.

I.1.3. Nodo N. 4 con travi in struttura mista, pilastri in c.a. e traliccio integrativo a croce

Il nodo N. 4 differisce dai nodi 2 e 3 solamente per il fatto che i tralicci integrativi delle travi vengono saldati ad un traliccio che si inserisce nei pilastri, in modo da formare un traliccio integrativo a croce (Fig. 4).

Il traliccio integrativo a croce e le travi devono essere posizionate e sostenute provvisoriamente prima del getto del pilastro al piano inferiore. L'armatura dei pilastri si interrompe in corrispondenza del nodo. La gabbia di armatura dei pilastri deve essere conformata in modo tale da consentire l'agevole inserimento al suo interno della parte verticale del traliccio. In Fig. 5 vi sono le sezioni del pilastro e delle travi del nodo 4.

Anche in questo caso i momenti resistenti di progetto delle travi e dei pilastri rispettano gli stessi criteri di gerarchia delle resistenze già adottati per i nodi precedentemente presentati.

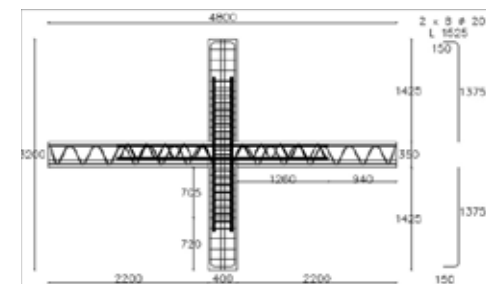
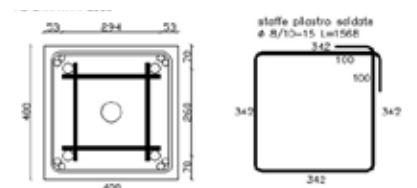
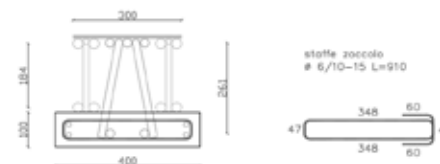


Figura 4 – Prospetto esecutivo nodo N. 4 con evidenziato il traliccio integrativo a croce



Armatura ordinaria FeB44k Pos. 1
 - barre longitudinali: 8 # 20
 Armatura integrativa
 - barre longitudinali S355: 4 # 32
 - barre trasversali saldate S355: 4 # 12 / 10 cm L 292 mm



Traliccio trave REP S355
 - barre longitudinali inferiori: 2 # 24 + 4 # 10 di confezionamento
 - barre longitudinali superiori: 3 # 24
 - barre piegate d'anima: 2 # 20 - passo 361 mm - diam. mandrino 38
 Armatura integrativa S355
 - barre longitudinali: int. 4 # 30 + sup. 4 # 30
 - barre piegate d'anima: 2 # 20 - passo 260 mm - diam. mandrino 38
 - barre trasversali saldate: 1 # 10 / 260 mm L 300 mm

Figura 5 – Sezione del pilastro e della trave del nodo N. 4 con traliccio integrativo a croce

I.1.4. Nodo N. 5 con travi in struttura mista e pilastri misti incamiciati con traliccio integrativo a croce

Trattasi di un nodo con pilastri in c.a. incamiciati con profilo quadro in acciaio, travi REP® cls con fondello in calcestruzzo e traliccio integrativo a croce, come nel nodo N.4, a ripristinare la continuità sia delle travi che dei pilastri.

L'armatura di travi e pilastri e anche quella del traliccio a croce sono le stesse del nodo N. 4. Solamente in questo caso il traliccio integrativo a croce ha maglie non rettangolari anche nei pilastri, come nel brevetto originario del nodo denominato SismiREP®.

La continuità della camicia in acciaio del pilastro, interrotta in corrispondenza del nodo, è parzialmente ripristinata mediante 4 barre filettate $\Phi 20$.

La rappresentazione completa del nodo N. 5 è riportata nelle Fig. 6 e 7.

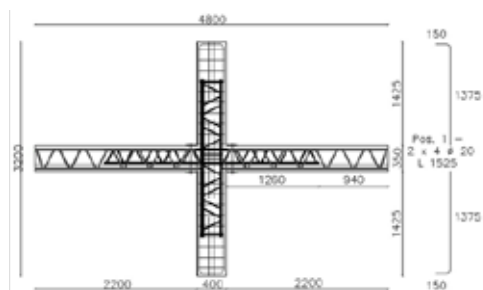
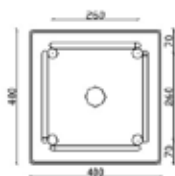


Figura 6 – Prospetto esecutivo nodo N. 5 con travi in struttura mista, traliccio integrativo a croce e pilastro incamiciato



Armatura esterna S 365
 - tubo 400x400x8 mm L 1410 mm
 Armatura integrativa
 - barre longitudinali S355: 4 # 32
 - barre anello piastre e saldole S365: 8 # 16 / 58 cm L 584 mm
 - barre anello d'estremità S355: 4 # 10 / 29 cm L 324 mm (orizzontali)

Figura 7 – Sezione del pilastro composto incamiciato del nodo N. 5 con inserito il traliccio a croce saldato.

1.2. Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche dei materiali con cui sono stati realizzati i nodi sono stati determinati mediante prove di compressione su cilindri di calcestruzzo e prove di trazione su spezzoni di acciaio. In modo da avere certezza di corrispondenza fra i materiali previsti e quelli

effettivamente costituenti i nodi tutti i campioni sono stati prelevati direttamente dai nodi, mediante demolizioni localizzate, a prove complete.

I risultati ricavati dalle prove di caratterizzazione dei materiali sono riassunti nelle tabelle che seguono.

1.2.1. Prove a compressione sul calcestruzzo

Sono stati prelevati 5 provini cilindrici mediante carotaggio nella zona del getto di completamento delle travi. I valori sperimentali ottenuti sono riportati in Tab. 1.

Carota prelevata da nodo n°	Data di Prova	d [cm]	h [cm]	Sez. [cm ²]	Mu [Kg/dm ³]	Carico di Rottura [N]	fc [Mpa]
1	16/02/2011	9,4	18,4	69	2,37	330345	48
2	17/02/2011	9,4	20,7	69	2,31	375000	54
3	18/02/2011	9,4	20,0	69	2,31	414143	60
4	19/02/2011	9,4	20,6	69	2,32	347404	50
5	20/02/2011	9,4	20,8	69	2,41	282581	41
Media							50,6

Tab. 1: resistenze cilindriche del calcestruzzo utilizzato per il getto dei nodi ottenute da carote estratte a prove ultimate.

1.2.2. Prove a trazione sull'acciaio

Il progetto di prova prevedeva l'utilizzo di un acciaio da carpenteria metallica S355 (ex Fe510) e acciai per cemento armato B450c.

Si sono ricavati spezzoni dei due acciai, nei diversi diametri previsti, dalla demolizione dei nodi. I risultati delle prove a trazione su tali spezzoni riportati in Tab. 2.

Campione n.	Contrassegno	Marchio scheda n. C.A.	Øn [mm]	Øeq [mm]	fy [N/mm ²]	ft [N/mm ²]	Ag _t [%]
1	NODO 1	042/08	16	16,0	530	643	14,3
2	NODO 2	042/08	16	16,0	522	643	13,3
3	NODO 2	NM	24	24,0	380	523	15,3
4	NODO 2	NM	24	24,0	386	527	13,3
5	NODO 2	NM	30	30,0	414	557	14,3
6	NODO 2	NM	30	30,0	409	553	15,3
7	NODO 3	NM	24	24,0	386	532	10,3
8	NODO 3	NM	24	24,0	384	526	11,3
9	NODO 3	NM	30	30,0	417	561	10,3
10	NODO 3	NM	30	30,0	410	556	10,3
11	NODO 4	NM	24	24,0	468	607	10,3
12	NODO 4	NM	24	24,0	468	608	10,3
13	NODO 4	NM	28	28,0	408	564	17,3
14	NODO 4	NM	28	28,0	419	569	16,3
15	NODO 5	NM	24	24,0	391	524	11,3
16	NODO 5	NM	24	24,0	378	525	12,3
17	NODO 5	NM	28	28,0	419	570	14,3
18	NODO 5	NM	28	28,0	411	560	15,3

SIMBOLI:
 dn diametro nominale
 fy carico unitario di snervamento superiore
 ft carico unitario di rottura (resistenza a trazione)
 At allungamento misurato su 5 diametri equivalenti ($L_0=5,65 \sqrt{S_0} - 80$ mm) (S_0 = sezione resistente)
 Ag_t allungamento totale sotto carico massimo

Tab. 2: resistenze e allungamenti a rottura degli acciai ottenute da spezzoni prelevati dai nodi post-test.

I.3. Strumentazione di prova

Le prove sono state effettuate presso il laboratorio del Dipartimento di Costruzione e Trasporti dell'Università di Padova. Scopo delle prove era quello di verificare la duttilità e resistenza dei nodi a struttura mista, in confronto con quelli in c.a., e verificare l'influenza dei differenti tipi di tralicci di rinforzo che attraversano i nodi.

I campioni di prova sono stati disposti in orizzontale e vincolati al solaio del laboratorio mediante elementi di carpenteria metallica appositamente dimensionati e realizzati, in modo da simulare le condizioni di sollecitazione agenti su travi e pilastri di un telaio sottoposto ad azione sismica. I campioni di nodi erano posati su rulli metallici e sollevati dal pavimento in modo da ridurre gli effetti di attrito. I campioni sono stati deformati mediante un martinetto a doppia azione posto nella parte sommitale del nodo, imponendo cicli di spostamento orizzontale di ampiezza crescente.

I nodi trave-pilastro sono stati vincolati tramite una cerniera alla base del pilastro e due bielle all'estremità delle travi e sono stati sollecitati mediante un martinetto a doppia azione che applicava uno spostamento orizzontale in sommità al pilastro (Fig. 8). Le prove sono di

tipo quasi-statico e pertanto le forze di inerzia sono decisamente trascurabili. Per l'applicazione degli spostamenti in sommità al pilastro è stato utilizzato un martinetto Enerpac, di portata adeguata, e di corsa pari a +/- 15 cm. Il carico applicato è stato letto mediante una cella di carico HBM con trasduttore da 250 bar in spinta e 500 bar in tiro.

Immagini del sistema di vincolo dei nodi con loro dettagli sono riportati nelle foto da 1 a 4.

Tale schema statico ha permesso di simulare l'effetto delle azioni orizzontali tipiche di eventi sismici sugli edifici. Per simulare la presenza di uno sforzo normale nel pilastro, è stata disposta una barra filettata all'interno di una guaina annegata all'interno del pilastro. Tale barra è stata serrata con una chiave dinamometrica per applicare una forza costante pari a 100 kN.

Gli spostamenti e deformazioni del sono stati misurati mediante flessimetri (trasduttori di spostamento con corsa 10, 50 e 200mm) opportunamente applicati alle estremità di travi e pilastri e e strain-gauges incollati alle barre di armatura inserite nel getto.

Per la misura del campo di spostamenti sono stati disposti gli strumenti di seguito elencati e numerati in Figura 8:

- n°1 flessimetro nella direzione orizzontale di spinta del martinetto (n.16)
- n°2 flessimetri posizionati in modo da misurare la traslazione verticale in corrispondenza degli appoggi (n.12 e 15)
- n°1 flessimetro per misurare la traslazione orizzontale all'altezza della trave (n.11)
- n°1 flessimetro per misurare la traslazione verticale nella cerniera (n.13)
- n°1 flessimetro per misurare la traslazione orizzontale nella cerniera (n.14).

Per la misura del campo di deformazione in ogni nodo, prima del getto di calcestruzzo, sono stati applicati n. 4 strain-gauges alle barre di armatura interne al nodo, rispettivamente sulla posizione di armatura superiore e inferiore delle travi e su quelle destra e sinistra delle colonne.

Durante il corso delle prove i dati di carico, spostamento e deformazione sono stati acquisiti automaticamente e con continuità mediante opportuni strumenti di misura appositamente disposti.

Gli spostamenti misurati sono stati depurati dalle componenti di movimento a corpo rigido dovuti al gioco dei sistemi di vincolo. Così pure le forze applicate dal martinetto sono state depurate dagli inevitabili attriti del sistema di vincolo per ottenere le sollecitazioni effettive sulle membrature.

I cicli di spostamento applicati dal martinetto sono stati di entità crescente anche oltre il raggiungimento dello snervamento della struttura. Si è proceduto con i cicli fino al raggiungimento della massima capacità di estensione del martinetto. Anche per effetto dei

giochi dei sistemi di vincolo, la corsa limitata del martinetto non ha permesso di esaurire completamente la duttilità dei nodi trave-pilastro sebbene ciascuno di essi abbia maturato notevoli deformazioni plastiche.

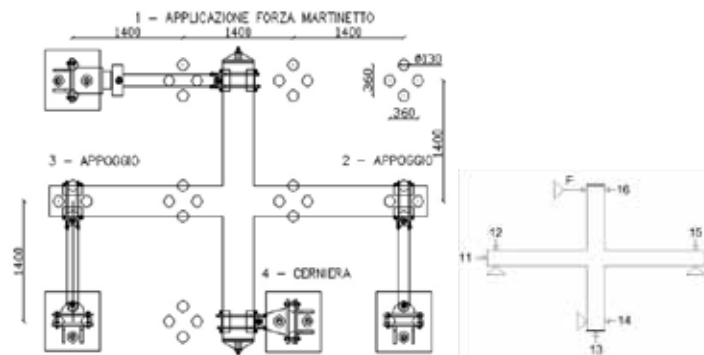


Figura 8 – Sistema di vincolo e numerazione degli spostamenti misurati



Foto 1: visione totale attrezzatura di prova



Foto 2: martinetto a doppia azione in sommità pilastro



Foto 3: Cerniera inferiore con piastra di precompressione



Foto 4: biella di vincolo testa travi

I.4. Risultati delle prove

I risultati delle prove sperimentali di seguito riportati sono anche contenuti nel certificato ufficiale emesso dal Laboratorio Prove sui Materiali da Costruzione dell'Università di Padova n. 32755 del 07/03/2011, nonché in [3].

I.4.1. Prova nodo N. 1

Sono stati effettuati 3 cicli di carico con valori massimi crescenti di 50 kN, 100 kN, 150 kN e poi fino al raggiungimento del fine corsa del martinetto. Ogni ciclo comprendeva la ripetizione per 3 volte degli spostamenti massimi e minimi raggiunti.

La Fig. 9 mostra il dettaglio della zona nodale alla fine dell'esperimento. Sono state evidenziate con colori diversi le varie fessurazioni formatesi all'aumentare dei cicli di spostamento: il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a ± 50 kN, il

colore verde quelle comparse intorno ai ± 100 kN ed infine i colori viola e rosso indicano le fessure in corrispondenza degli spostamenti massimi imposti alla struttura.

I primi cicli di carico hanno prodotto una fessurazione limitata al nodo, a partire dagli spigoli di raccordo tra trave e pilastro. All'aumentare del carico le fessurazioni si sono estese fino alla formazione della cerniera plastica sulle travi in prossimità del nodo.

Al momento della formazione della cerniera plastica nelle travi, il pilastro è rimasto ancora in campo elastico, rispettando così le caratteristiche prestazionali dettate dalla gerarchia delle resistenze.



Figura 9 – Particolare del pannello del nodo N. 1 dopo la prova

I.4.2. Prova nodo N. 2

Sono stati effettuati 3 cicli di carico con valori massimi crescenti di ± 50 kN, ± 100 kN, ± 150 kN e poi fino alla corsa massima del martinetto. Ogni ciclo comprendeva la ripetizione per 3 volte degli spostamenti massimi e minimi raggiunti.

La foto in Fig. 10 è stata scattata a prova ultimata. Sono state evidenziate con colori diversi le varie fessurazioni in base all'entità dello sforzo a cui le stesse si sono sviluppate. Il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a 50 kN, il colore rosso quelle comparse intorno ai 100 kN ed infine il colore viola indica le fessure presenti in concomitanza del massimo spostamento applicato.

I primi cicli di carico hanno prodotto una fessurazione limitata del nodo. All'aumentare del carico le fessurazioni si sono estese interessando l'intera altezza delle travi, fino alla formazione di cerniere plastiche.



Figura 10 – Particolare del pannello del nodo N. 2 dopo la prova

I.4.3. Prova nodo N. 3

Sono stati effettuati 3 cicli di carico con valori massimi crescenti di ± 50 kN, ± 100 kN, ± 150 kN e fino alla deformazione massima imposta. Ogni ciclo comprendeva la ripetizione per 3 volte degli spostamenti raggiunti.

La foto in Fig. 11 è stata scattata a prova ultimata. Sono state evidenziate con colori diversi le varie fessurazioni in base all'entità dello sforzo di comparizione delle stesse. Il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a 50 kN, il colore rosso quelle comparse intorno ai 100 kN ed infine il colore viola indica le fessure alla rottura del nodo.

I primi cicli di carico hanno prodotto una fessurazione limitata del nodo, a partire dagli spigoli di raccordo tra trave e pilastro. All'aumentare del carico le fessurazioni si sono estese alle travi, fino alla formazione delle cerniere plastiche in prossimità dei pilastri.



Figura 11 – Particolare del pannello del nodo N. 3 dopo la prova

I.4.4. Prova nodo N. 4

Il nodo è stato sottoposto agli stessi cicli di carico/spostamento dei nodi precedenti.

La foto in Fig. 12 è stata scattata a prova ultimata. Il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a 50 kN, il colore rosso quelle comparse intorno ai 100 kN ed infine il colore viola indica le fessure in prossimità degli spostamenti massimi.

Si evidenzia in questa prova una maggiore fessurazione al centro del nodo, indice di una rottura all'interno dello stesso.



Figura 12 – Particolare del pannello del nodo N. 4 dopo la prova

I.4.5. Prova nodo N. 5

Il nodo è stato sottoposto agli stessi cicli di carico/spostamento dei nodi precedenti.

La foto in Fig. 13 è stata scattata a prova ultimata. Il colore blu evidenzia le fessurazioni comparse nei primi cicli a 50 kN, il colore verde quelle comparse intorno ai 100 kN ed infine il colore rosso indica le fessure formatesi in prossimità alla massima deformazione raggiunta dal nodo.

Il primo ciclo di carico, a differenza delle prove precedenti, non ha prodotto una fessurazione interna al nodo, ma solo delle fessurazioni sulle travi. All'aumentare del carico le fessurazioni si sono estese al nodo, creando un campo fessurativo molto evidente e marcato, che si è insinuato pure nello zoccolo di calcestruzzo inferiore della trave.



Figura 13 – Particolare del pannello del nodo N. 5 dopo la prova

I.5. Principali confronti

Dal confronto dei nodi provati sperimentalmente, vengono tratte alcune importanti considerazioni. Nei grafici (Figg. 14-17) vengono confrontate le curve forza applicata - spostamento interpiano delle coppie dei nodi 1-4, 2-3, 3-4 e 4-5.

I.5.1. Nodo N. 1 e Nodo N. 4

Le prove che riguardano il nodo N. 1 ed il nodo N. 4 sono le più ricche di informazioni in quanto sono stati effettuati più cicli anche dopo la formazione di cerniere plastiche.

Focalizzando l'attenzione sulla capacità dissipativa del nodo in campo plastico si osserva che l'effetto "pinching" è praticamente identico per i due nodi. Soprattutto nei semicicli di tiro, l'energia dissipata è quasi coincidente, confermando così le analogie di comportamento.

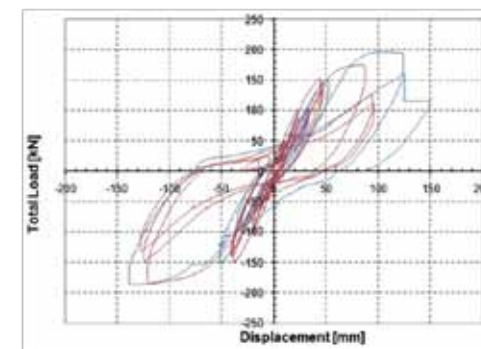


Figura 14 – Curve carico-spostamento interpiano del nodo N. 1 (in blu) e del nodo N. 4 (in rosso)

1.5.2. Nodo N. 2 e Nodo N. 3

I grafici di spostamento dei nodi N. 2 e N. 3 sono molto simili indicando un comportamento pressoché identico. La formazione delle cerniere plastiche inizia a partire da valori simili di spostamento circa 60 mm in spinta e 70 mm in tiro.

La differenza in termini di massimi spostamenti raggiunti dipende unicamente da come sono state condotte le prove e non è imputabile ad un differente comportamento dei due nodi.

Quindi si può concludere che la mancanza di un collegamento saldato dei due tralicci aggiuntivi a cavallo del nodo non ha causato né minore resistenza, né minore duttilità del nodo N. 2 rispetto al nodo N. 3.

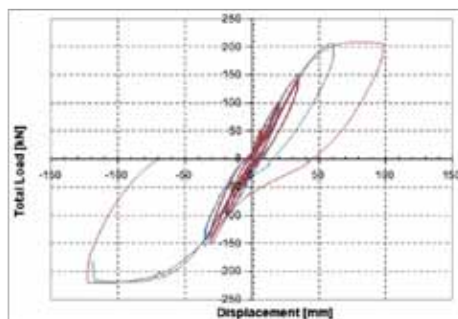


Figura 15 – Curve carico-spostamento interpiano del nodo N. 2 (in blu) e del nodo N. 3 (in rosso)

1.5.3. Nodo N. 3 e Nodo N. 4

I diversi tralicci integrativi non producono differenze sostanziali nel comportamento dei nodi. Anche se non sono stati effettuati cicli in campo plastico nel caso del nodo N. 3, notiamo che i due nodi snervano per gli stessi valori di spostamento sia in spinta che in tiro.

I cicli intermedi (150 kN) producono spostamenti che differiscono tra i due nodi analizzati di quasi 10 mm. Il nodo con il traliccio a croce dimostra una rigidità ed una resistenza leggermente minore rispetto a quella del nodo con traliccio a sviluppo solo lineare all'interno delle travi. I nodi dimostrano livelli di duttilità simili.

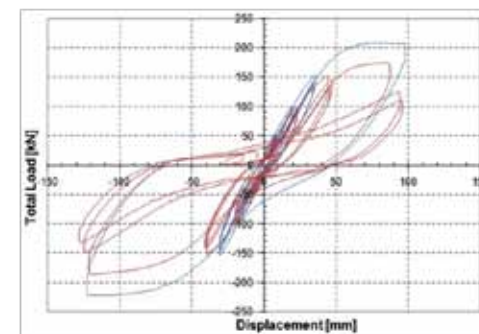


Figura 16 – Curve carico-spostamento interpiano del nodo N. 3 (in blu) e del nodo N. 4 (in rosso)

1.5.4. Nodo N. 4 e Nodo N. 5

Ambedue i nodi vedono la formazione delle rispettive cerniere plastiche all'incirca allo stesso valore di sollecitazione. Nonostante un comportamento fessurativo marcatamente diverso i due nodi mostrano praticamente lo stesso comportamento in termini di carico-spostamento, confermando che pur in assenza della incamicatura in acciaio del pilastro la gerarchia delle resistenti trave-pilastro del nodo 4 è assicurata.

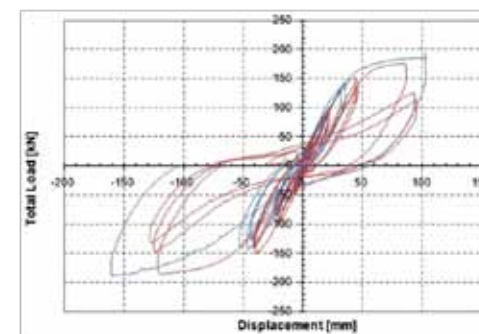


Figura 17 – Curve carico-spostamento interpiano del nodo N. 4 (in rosso) e del nodo N. 5 (in blu)

1.6. Conclusioni

Da quanto esposto nei precedenti capitoli, le seguenti conclusioni possono essere tratte.

- i nodi sviluppati a struttura tralicciata mista hanno dimostrato resistenza e duttilità uguale a quella dei nodi in c.a. tradizionali progettati in classi di duttilità alta,
- tra i diversi tipi di tralicci integrativi che oltrepassano i nodi in strutture composte non ci sono significative differenze in termini di resistenza e duttilità,
- il pilastro incamiciato (nodo N. 5) ha preservato maggiormente integrità del pannello di nodo,
- l'interruzione dell'armatura dei pilastri nei nodi con traliccio a croce saldato (N. 4 e N. 5) riduce leggermente la resistenza totale del nodo, probabilmente per una maggiore penetrazione della cerniera plastica delle travi all'interno dei nodi, senza però diminuirne la duttilità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Alessio Argentoni, "Prove Cicliche su Nodi in Struttura Mista", tesi di laurea triennale, Dip. di Costruzioni e Trasporti Università di Padova, a.a. 2009/10.
- [2] Leopoldo Tesser, "Composite Steel Truss and Concrete Beams and Beam-Column Joints for Seismic Resistant Frames: modelling, numerical analysis and experimental verifications", Tesi di dottorato, Università degli Studi di Padova, 2009.
- [3] Roberto Scotta, Leopoldo Tesser, "Indagine sperimentale su nodi trave-pilastro innovativi per telai sismo-resistenti", atti convegno AICAP 2011, Padova.

12.2.11. Rapporto di prova per input FEM su rigidità Trave REP® European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering Eucentre



European Centre for Training and Research in
Earthquake Engineering EUCENTRE



Contratto Eucentre – Tecnostrutture Prot. N. EUC 109/2010U

“Definizione di un metodo di progetto di strutture realizzate mediante il sistema costruttivo Rep®”

Parte 1: valutazione della rigidità equivalente di differenti configurazioni di travi Rep®

1. Introduzione

1.1. Inquadramento del lavoro

La trave reticolare Rep®, acronimo di "Rapida, Economica, Pratica", brevettata a fine anni '60 dall'Ing. Salvatore Leone, ideatore anche dell'apposito metodo di calcolo, appartiene ad un sistema costruttivo utilizzato da diversi decenni sia nel campo dell'edilizia civile ed industriale, sia nel caso di infrastrutture e grandi opere quali ponti, ospedali, parcheggi, teatri, coperture per metropolitane o per tratte ferroviarie ad alta velocità. Le principali caratteristiche che contraddistinguono il sistema Rep® possono essere trovate sul sito www.tecnostrutture.eu.

Da un punto di vista dell'inquadramento normativo, le travi Rep®:

- sono classificabili come travi autoportanti miste acciaio-calcestruzzo costituite da un traliccio reticolare metallico inglobato nel getto di calcestruzzo. Il traliccio reticolare è realizzato in accordo con i requisiti del §11.3.4 (Acciai per strutture metalliche e per strutture composte) del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni, d'ora in avanti identificato come NTC08).
- non ricadono nell'ambito di applicazione del §4.6 del suddetto D.M. 14.01.2008, in quanto appropriatamente disciplinate da:
 - § 4.2 del D.M. 14.01.2008 (Opere strutturali in acciaio per le quali non esista una regolamentazione apposita a carattere particolare) - Fase 1: dalla produzione fino al consolidamento del getto di calcestruzzo, la trave si comporta come una struttura reticolare metallica con l'eventuale presenza di un fondello in acciaio o calcestruzzo;
 - § 4.3 del D.M. 14.01.2008 (Costruzioni composte di acciaio-calcestruzzo) - Fase 2: dopo la maturazione del getto, la trave si comporta come una struttura mista acciaio-calcestruzzo.

- Per quanto non espressamente specificato nella norma vigente di riferimento (DM 14.01.2008), le indicazioni riportate negli Eurocodici strutturali, così come previsto al §12 del DM 14.01.2008, si ritengono coerenti con i principi alla base della stessa.

1.2. Obiettivi

Il lavoro effettuato riguarda la valutazione della rigidità delle travi Rep® e la definizione e sviluppo di un metodo di progetto conforme alle NTC08 senza la necessità di iterazioni per la valutazione del momento d'inerzia.

2. Descrizione del lavoro e risultati

2.1. Definizione dei casi studio

Classificazione delle travi Rep® in base all'incidenza dell'acciaio riferita alla sezione del nucleo di cls senza contributo della soletta collaborante:

- 1) $I = 200\text{-}350 \text{ kg/m}^3$ Residenziale, civile, industriale (di consuetudine)
- 2) $I = 350\text{-}500 \text{ kg/m}^3$ Infrastrutture (per carichi e luci rilevanti)
- 3) $I = 500\text{-}800 \text{ kg/m}^3$ Strutture speciali (in presenza di pilastri "in falso" e carichi elevati)

Caratteristiche dei casi studio individuati:

- Trave 1: G.B.B. – doppia anima inclinata, con barre longitudinali a sezione quadrata e fondello in calcestruzzo. REP® CLS Terziario Incidenza 286 kg/m^3 .
- Trave 2: MA.NET - doppia anima inclinata, con barre longitudinali a sezione circolare e fondello in acciaio. REP® NOR Edilizia residenziale Incidenza 300 kg/m^3 .
- Trave 3 NAM - doppia anima verticale, con barre longitudinali a sezione circolare e senza fondello. REI-REP®S Autorimessa o terziario, Incidenza 350 kg/m^3 .

2.2. Sviluppo dei modelli ad elementi finiti

Le travi oggetto di studio sono state rappresentate mediante tre differenti modelli ad elementi finiti sviluppati in ambiente Midas FEA (www.cspfea.net), ciascuno dei quali con differenti parametri, come specificato più avanti. Tutti i componenti delle travi, quali traliccio metallico, fondello in acciaio oppure in calcestruzzo e getto in opera, sono stati modellati mediante elementi tetraedrici a 4 nodi a cui sono state assegnate le opportune proprietà fisiche e meccaniche.

Tali modelli, inoltre, prevedono la formazione di fessure diffuse e la presenza di armatura integrativa laddove prevista. In generale ciascun modello è costituito da un numero di elementi finiti indicativamente variabile da 700000 a 1400000 e da un numero di gradi di libertà variabile da 500000 a 1000000.

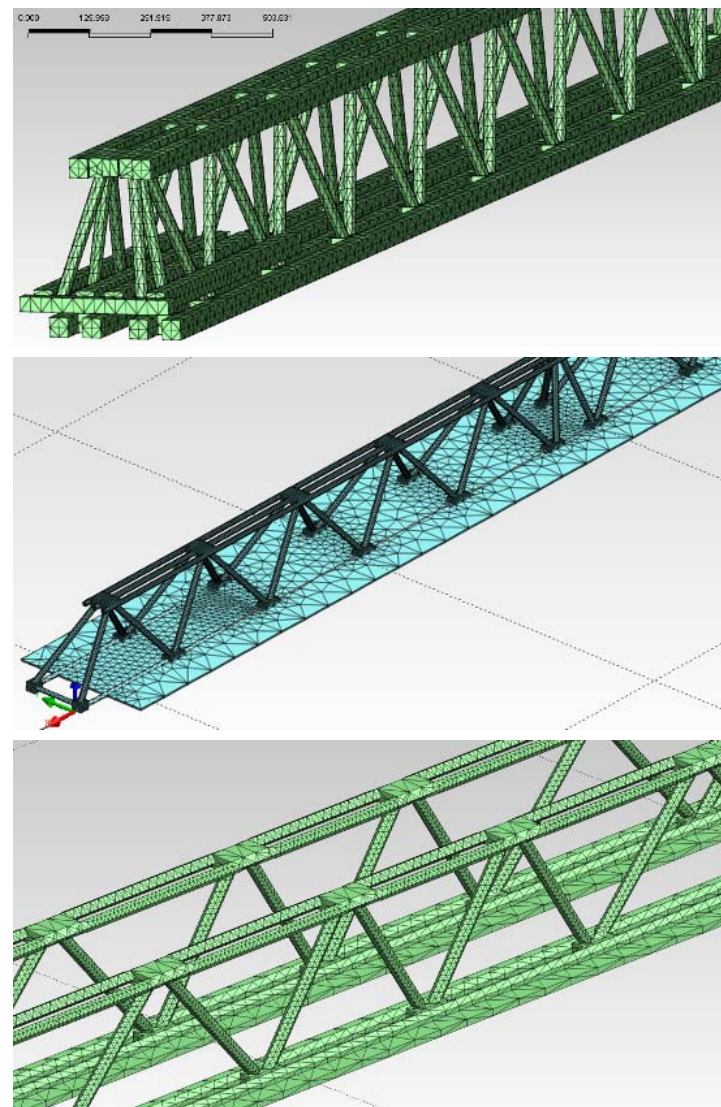


Figura 1 Modelli ad elementi finiti dei tralicci metallici dei tre casi studio realizzati in ambiente Midas FEA mediante elementi tetraedrici a 4 nodi

2.3. Materiali

Ogni modello è costituito da un traliccio metallico dotato di fondello in acciaio oppure in calcestruzzo, da un getto di calcestruzzo in opera e da armatura integrativa in acciaio. Le caratteristiche in campo lineare ed in campo non lineare di ciascun materiale sono state inserite nei modelli numerici in accordo con i dati riportati di seguito. La analisi sono state effettuate considerando i valori medi di resistenza e di deformazione dei materiali.

Calcestruzzo per getto in opera:

Classe di resistenza C25/30: $R_{ck} \geq 30$ MPa	C25/30	$\gamma_{CLS}=1.50$ coefficiente parziale di sicurezza
Cemento tipo: 32.5		$f_{cd} = 16.60$ MPa resistenza cilindrica di progetto a compressione
Classe di esposizione ambientale: XC2		$f_{ctm} = 2.56$ MPa resistenza cilindrica media a trazione
Rapporto massimo acqua/cemento: 0.60		$E_c = 31220$ MPa modulo elastico
Contenuto minimo di cemento: 300 kg/m ³		
Classe di consistenza (slump test): S4		

Calcestruzzo per fondello:

Classe di resistenza C32/40: $R_{ck} \geq 40$ MPa	C32/40	$\gamma_{CLS}=1.50$ coefficiente parziale di sicurezza
Cemento tipo: 32.5		$f_{cd} = 22.13$ MPa resistenza cilindrica di progetto a compressione
Classe di esposizione ambientale: XC3		$f_{ctm} = 3.10$ MPa resistenza cilindrica media a trazione
Rapporto massimo acqua/cemento: 0.50		$E_c = 33643$ MPa modulo elastico
Contenuto minimo di cemento: 340 kg/m ³		
Classe di consistenza (slump test): S4		

Acciaio

Modello costitutivo: Von Mises Steel Hardening	Acciaio S355	$f_{yk} = 355$ MPa
Legge trilineare		$E_s = 210000$ MPa

2.4. Analisi numeriche effettuate e risultati ottenuti

Ogni modello realizzato è stato sottoposto a due tipi di analisi, una elastica ed una non lineare, per un totale di 27 analisi, in cui sono stati fatti variare i parametri indicati nella seguente tabella (condizioni di vincolo, tipo di carico applicato, tipo di analisi).

Tabella 1 Analisi effettuate sui modelli numerici realizzati

Caso studio	Analisi			
	elastica carico distribuito	elastica carico concentrato	non-lineare carico distribuito	non-lineare carico concentrato
Traliccio 1 (Fase I appoggio-appoggio)	X	X	X	X
Trave 1 con getto in opera e sezione rettangolare (Fase II incastro-incastro)	X	X	X	X
Trave 1 con getto in opera e soletta collaborante (Fase II incastro-incastro)	X	X	X	X
Traliccio 2 (Fase I appoggio-appoggio)	X	X	X	X
Trave 2 con getto in opera e sezione rettangolare (Fase II incastro-incastro)	X			
Trave 2 con getto in opera e soletta collaborante (Fase II incastro-incastro)	X	X	X	
Traliccio 3 Fase I appoggio-appoggio)	X	X	X	
Trave 3 con getto in opera e sezione rettangolare (Fase II incastro-incastro)	X			

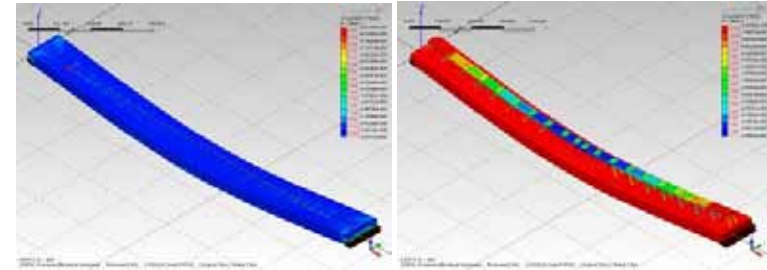


Figura 2 Caso studio 1 Fase I: Sforzi principali P1 di trazione sul fondello in calcestruzzo armato e P3 di compressione sul sistema traliccio-fondello

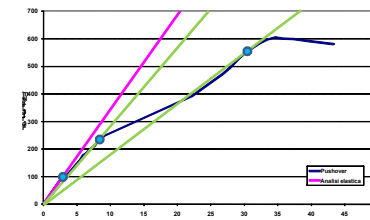


Figura 3 Caso studio 1 Fase I: Risultante carichi vs. freccia in mezzeria

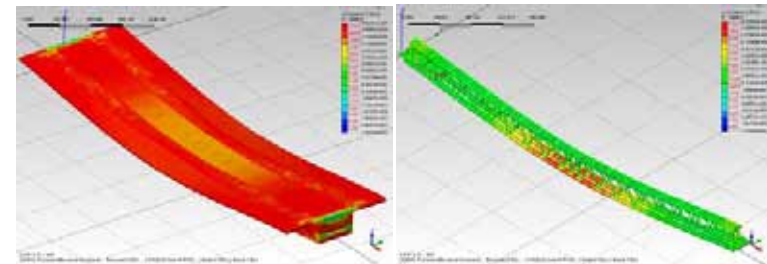


Figura 4 Caso studio 1 Fase II: Sforzi principali P3 di compressione sul calcestruzzo e P1 di trazione sul traliccio

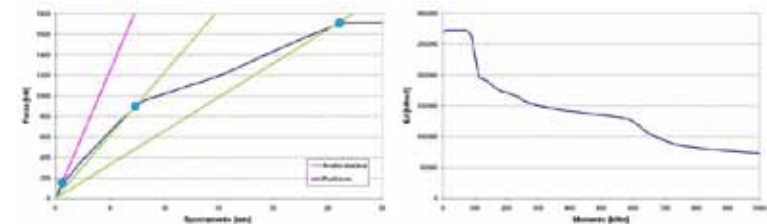


Figura 5 Caso studio 1 Fase II: Risultante carichi vs. freccia in mezzeria e degrado di EJ vs. momento flettente

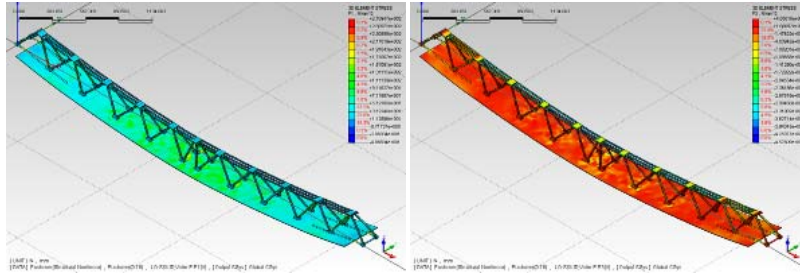


Figura 6 Caso studio 2 Fase I: Sforzi principali P1 di trazione e P3 di compressione sul traliccio

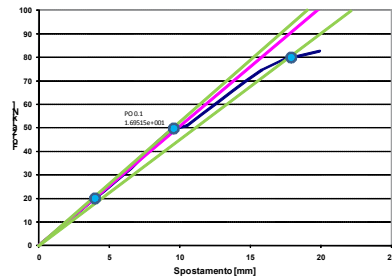


Figura 7 Caso studio 2 Fase I: Risultante carichi vs. freccia in mezzeria

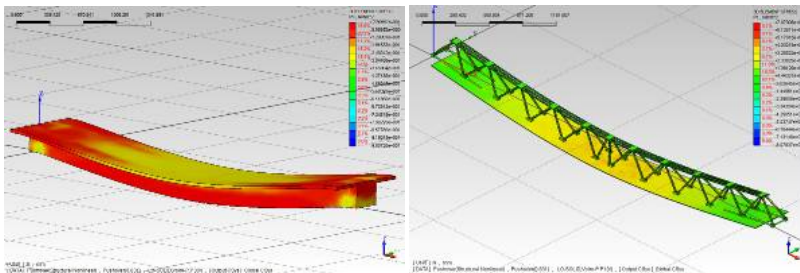


Figura 8 Caso studio 2 Fase II: Sforzi principali P3 di compressione sulla trave e P1 di trazione sul traliccio

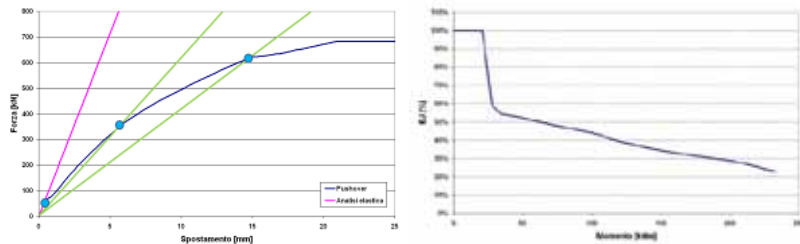


Figura 9 Caso studio 2 Fase II: Risultante carichi vs. freccia in mezzeria e degrado di EJ vs. momento flettente

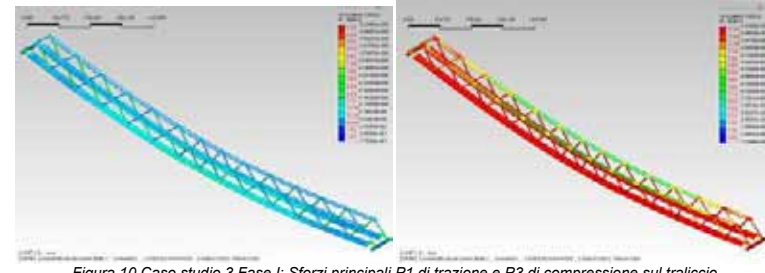


Figura 10 Caso studio 3 Fase I: Sforzi principali P1 di trazione e P3 di compressione sul traliccio

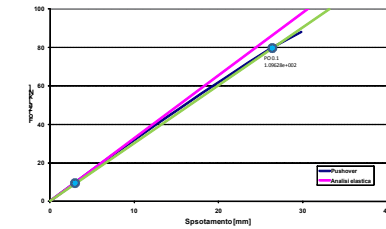


Figura 11 Caso studio 3 Fase I: Risultante carichi vs. freccia in mezzeria

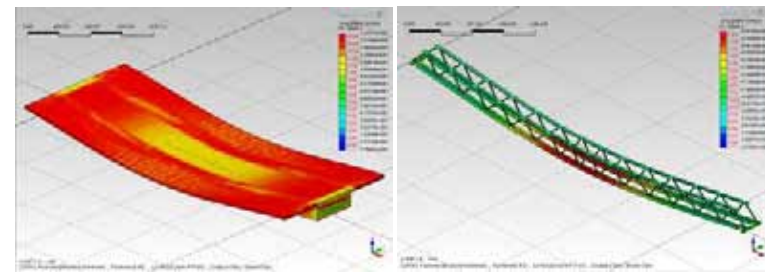


Figura 12 Caso studio 3 Fase II: Sforzi principali P3 di compressione sulla trave e P1 di trazione sul traliccio

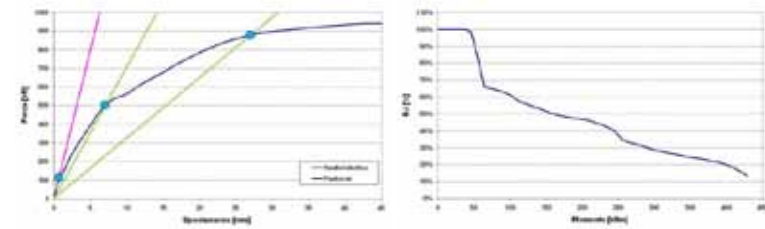


Figura 13 Caso studio 3 Fase II: Risultante carichi vs. freccia in mezzeria e degrado di EJ vs. momento flettente

2.5. Determinazione della rigidezza delle travi

In questo paragrafo sono valutate la rigidezza elastica della trave con sezioni integre e la rigidezza equivalente in fase fessurata. Entrambe le rigidzze sono calcolate a partire da diagrammi forza-spostamento, dove la forza è la risultante del carico applicato, mentre lo spostamento è la freccia in mezzzeria.

2.5.1. Rigidezza della trave in condizioni integre

La rigidezza iniziale effettiva della trave continua su più appoggi è calcolata come rapporto forza/spostamento della tangente nell'origine della curva ricavata per via numerica. La forza coincide con la risultante dei carichi applicati, lo spostamento è la freccia valutata nella mezzzeria della campata.

Per determinare il momento d'inerzia effettivo J_1 della sezione in cui si conteggia l'effetto del traliccio tridimensionale, si applica la seguente equazione:

$$J_1 = 1.25 \cdot J$$

dove: J_1 = momento d'inerzia effettivo, oggetto di calcolo
 J = momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo.

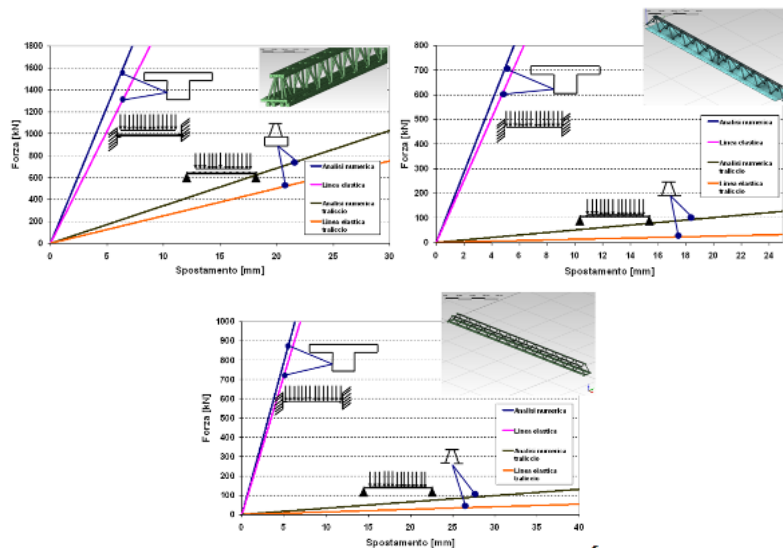


Figura 14 Confronto rigidzze elastiche dei trallici e delle travi con e senza effetto del traliccio tridimensionale (Garda in alto a sinistra, Ma.net in alto a destra, Ex-Marelli al centro)

2.5.2. Rigidezza della trave in condizioni fessurate

La rigidezza J_2 della trave continua su più appoggi caratterizzata da sezioni fessurate è calcolata come rapporto forza/spostamento del primo tratto della bilineare equivalente nel piano forza-spostamento, dove per spostamento s'intende la freccia in campata e per forza s'intende la risultante dei carichi applicati.

La determinazione dei valori dei parametri risolutivi è basata sul calcolo del coefficiente deformativo α , come riportato nell'equazione 7.18 del §7.4.3 dell'EN 1992-1-1 (Dicembre 2004), che, a titolo informativo, è in questo caso specializzata nella seguente equazione per carichi di lunga durata:

$$\alpha = \left(\frac{\alpha_I - \alpha_{II}}{2} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 - \alpha_{II}$$

dove: α_I e α_{II} sono coefficienti rappresentativi della sezione integra e di quella fessurata;

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M} \text{ in caso di flessione, dove } M_{cr} \text{ è il momento di fessurazione}$$

Indicazioni in condizioni statiche

$$J_2 = 0.95 \cdot J \quad \text{per travi con fondello in calcestruzzo}$$

$$J_2 = 0.75 \cdot J \quad \text{in tutti gli altri casi}$$

dove: J_2 = momento d'inerzia effettivo, oggetto di calcolo
 J = momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo.

Indicazioni in condizioni sismiche

$$J_2 = 0.55 \cdot J$$

dove: J_2 = momento d'inerzia effettivo, oggetto di calcolo
 J = momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo.

Si ricorda che, equivalentemente, i coefficienti sopracitati possono essere applicati direttamente al modulo elastico E anziché al momento d'inerzia J .

3. Indicazioni progettuali

3.1. Indicazioni per la definizione della rigidezza di elementi beam in modelli a telaio

In questo paragrafo si indica al progettista come definire la rigidezza di una generica trave Rep inserita come elemento beam in un modello a telaio. Si ricorda, altresì, che:

- nel caso di condizioni statiche, si fa generalmente riferimento all'analisi lineare con sezioni integre, pertanto si veda come riferimento l'esempio riportato al §3.1.1 di questo documento;
- nel caso di condizioni sismiche, si possono considerare le sezioni fessurate, pertanto si veda come riferimento l'esempio riportato al §3.1.3 di questo documento.

3.1.1. Analisi lineare elastica con sezioni integre:

- 1) Calcolo la larghezza della soletta collaborante in accordo con §4.3.2.3 NTC08
- 2) calcolo il momento d'inerzia J della sezione in calcestruzzo considerando la soletta collaborante;
- 3) calcolo il momento d'inerzia $J_1 = 1.25 J$ ed assegno manualmente tale valore al momento d'inerzia della sezione generica dell'elemento *beam* in oggetto.
- 4) assegno all'elemento *beam* il valore dell'area e dell'area di taglio
- 5) assegno al materiale il valore del modulo elastico
- 6) applico i carichi ed effettuo l'analisi per determinare le azioni di progetto

Esempio di dati di input per programma di calcolo:

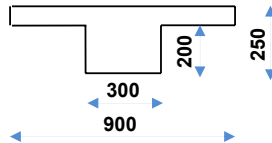


Figura 15 Geometria di una trave Rep® NOR con fondello in acciaio (dimensioni in mm)

- Larghezza complessiva della soletta collaborante (900 mm) assunta come dato di progetto in accordo con §4.3.2.3 NTC08

- Baricentro della sezione: $y_G = \frac{\sum(A_i \cdot y_i)}{\sum A_i} = \frac{300 \cdot 200 \cdot 100 + 900 \cdot 50 \cdot 225}{300 \cdot 200 + 900 \cdot 50} = 153.6 \text{ mm}$

- Momento d'inerzia della sezione:

$$J = \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 200^3 + 300 \cdot 200 \cdot (153.6 - 100)^2 + \frac{1}{12} \cdot 900 \cdot 50^3 + 900 \cdot 50 \cdot (250 - 25 - 153.6)^2 = 6.11E8 \text{ mm}^4$$

- Momento d'inerzia della sezione da inserire nel programma di calcolo:

$$J_1 = 1.25 \cdot J = 1.25 \cdot 6.11E8 = 7.64E8 \text{ mm}^4$$

- Area della sezione trasversale: $A = 300 \cdot 200 + 900 \cdot (250 - 200) = 1.05E5 \text{ mm}^2$

- Area di taglio: $A_v \approx \frac{300 \cdot 200 + 900 \cdot (250 - 200)}{1.2} = 8.75E4 \text{ mm}^2$

- Modulo elastico del calcestruzzo in accordo con i §§11.2.10.1 – 11.2.1.3 NTC08:
classe calcestruzzo: C25/30

resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$

modulo elastico normale: $E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 22000 \cdot \left[\frac{33}{10} \right]^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$

3.1.2. Analisi lineare con sezioni fessurate in condizioni statiche (equivalente al §4.3.2.2.1):

- 1) Calcolo la larghezza della soletta collaborante in accordo con §4.3.2.3 NTC08
- 2) calcolo il momento d'inerzia J della sezione in calcestruzzo considerando la soletta collaborante;
- 3) assegno alla sezione dell'elemento beam il valore dell'area e dell'area di taglio;
- 4) assegno al materiale il valore del modulo elastico ridotto mediante il coefficiente 0.95 o 0.75 in funzione della tipologia della trave (in accordo con §2.5.2 di questo documento);
- 5) applico i carichi ed effettuo l'analisi per determinare le azioni di progetto

Esempio di dati di input per programma di calcolo, con riferimento alla sezione di figura 15:

- Larghezza complessiva della soletta collaborante (900 mm) assunta come dato di progetto in accordo con §4.3.2.3 NTC08

- Baricentro della sezione: $y_G = \frac{\sum(A_i \cdot y_i)}{\sum A_i} = \frac{300 \cdot 200 \cdot 100 + 900 \cdot 50 \cdot 225}{300 \cdot 200 + 900 \cdot 50} = 153.6 \text{ mm}$

- Momento d'inerzia della sezione:

$$J = \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 200^3 + 300 \cdot 200 \cdot (153.6 - 100)^2 + \frac{1}{12} \cdot 900 \cdot 50^3 + 900 \cdot 50 \cdot (250 - 25 - 153.6)^2 = 6.11E8 \text{ mm}^4$$

- Area della sezione trasversale: $A = 300 \cdot 200 + 900 \cdot (250 - 200) = 1.05E5 \text{ mm}^2$

- Area di taglio: $A_v \approx \frac{300 \cdot 200 + 900 \cdot (250 - 200)}{1.2} = 8.75E4 \text{ mm}^2$

- Modulo elastico del calcestruzzo in accordo con i §§11.2.10.1 – 11.2.1.3 NTC08:
classe calcestruzzo: C25/30

modulo elastico: $E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2$

modulo ridotto da assegnare al codice di calcolo: $E_{cm} = 0.75 \cdot 31476 = 23607 \text{ N/mm}^2$

NB: il coefficiente 0.75 è stato scelto perché la trave ha fondello metallico (vedi punto 4 §3.2.1 di questo documento)

3.1.3. Analisi lineare con sezioni fessurate in condizioni sismiche:

- 1) Calcolo la larghezza della soletta collaborante in accordo con §4.3.2.3 NTC08
- 2) calcolo il momento d'inerzia J della sezione in calcestruzzo considerando la soletta collaborante;
- 3) assegno alla sezione dell'elemento beam il valore dell'area e dell'area di taglio;
- 4) assegno al materiale il valore del modulo elastico ridotto mediante il coefficiente 0.55 (in accordo con §2.5.2 di questo documento);
- 5) applico i carichi ed i casi di analisi ed effettuo l'analisi per determinare le azioni di progetto

Esempio di dati di input per programma di calcolo, con riferimento alla sezione di figura 15:

- Larghezza complessiva della soletta collaborante (900 mm) assunta come dato di progetto in accordo con §4.3.2.3 NTC08

- Baricentro della sezione: $y_G = \frac{\sum (A_i \cdot y_i)}{\sum A_i} = \frac{300 \cdot 200 \cdot 100 + 900 \cdot 50 \cdot 225}{300 \cdot 200 + 900 \cdot 50} = 153.6 \text{ mm}$

- Momento d'inerzia della sezione:

$$J = \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 200^3 + 300 \cdot 200 \cdot (153.6 - 100)^2 + \frac{1}{12} \cdot 900 \cdot 50^3 + 900 \cdot 50 \cdot (250 - 25 - 153.6)^2 = 6.11E8 \text{ mm}^4$$

- Area della sezione trasversale: $A = 300 \cdot 200 + 900 \cdot (250 - 200) = 1.05E5 \text{ mm}^2$

- Area di taglio: $A_V \approx \frac{300 \cdot 200 + 900 \cdot (250 - 200)}{1.2} = 8.75E4 \text{ mm}^2$

- Modulo elastico del calcestruzzo in accordo con i §§11.2.10.1 – 11.2.1.3 NTC08:
classe calcestruzzo: C25/30

modulo elastico: $E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2$

modulo ridotto da assegnare al codice di calcolo: $E_{cm} = 0.55 \cdot 31476 = 17312 \text{ N/mm}^2$

4. Considerazioni finali

Il lavoro descritto in questo report è stato finalizzato alla determinazione dei valori della rigidezza delle travi Rep® in funzione della fase di calcolo e delle caratteristiche della trave stessa.

Alcune osservazioni conclusive sono necessarie:

- Si ricorda che nel caso di condizioni statiche si fa generalmente riferimento all'analisi lineare con sezioni integre (esempio di cui al §3.1.1 di questo documento), mentre nel caso sismico si possono considerare le sezioni fessurate (esempio riportato al §3.1.3 di questo documento).
- L'affidabilità dei coefficienti sopra descritti è legata ad analisi numeriche effettuate su tre casi studio rappresentativi. Poiché la variabilità delle travi Rep® è notevole, l'analisi di ulteriori modelli potrà aumentare l'affidabilità dei risultati ottenuti.
- Le travi Rep® sono travi continue su più appoggi o su telaio. In questo studio, al fine di limitare i parametri da prendere in considerazione, si è fatto riferimento allo schema di trave mono-campata e ad una luce prestabilita.
- I vincoli agli estremi delle travi nel caso di schema di trave su più appoggi con calcestruzzo collaborante sono stati considerati incastri perfetti. Questa ipotesi è coerente con una valutazione effettuata preliminarmente allo svolgimento del presente lavoro, sebbene ulteriori valutazioni siano necessarie.



09/05/2014

R. L. B. L.

• 12

TABELLE E PROFILI

13

13.1. Pesì Specifici

Materiale	kg/m ³	Materiale	kg/m ³
Acciaio	7.850	Ghisa comune	7.100
Alluminio	2.600	Gomma	1.700 - 2.200
Antimonio	6.700	Granito	2.500 - 3.000
Arenaria	2.300	Grasso lubrificante	920 - 940
Argento	10.500	Legna ciocchi	300 - 400
Argilla	2.000 - 2.200	Legno segati	600 - 1.100
Argilla espansa	300 - 500	Magnesio	1.750
Asfalto	1.100 - 1.500	Malta di calce	1.600 - 1.800
Benzina	700 - 750	Marmo	2.500 - 2.800
Borace	1.750	Mercurio	13.590
Bronzo (7,9%)	7.400	Muratura mattoni pieni	1.500 - 1.650
Bronzo (14%)	8.900	Muratura mattoni forati	1.050 - 1,10
Bronzo fosforoso	8.800	Muratura pietrame	2.250 - 2.450
Calcestruzzo	2.000 - 2.500	Neve fresca	100 - 200
Calcio	1.580	Nichel	8.600
Caolino	2.200	Olio lubrificante	850 - 950
Carbon fossile - massa	1.200 - 1.500	Oro	19.300
Carbon fossile - pezzi	800 - 950	Ottone	8.400 - 8.700
Carbone Coke - pezzi	0,30 - 0,48	Piombo	11.340
Carta	700 - 1.150	Polietilene AD	940 - 960
Catrame	1.200	Polietilene BD	920 - 930
Celluloide	1.400	Polipropilene	900 - 960
Cellulosa	1.500	Porcellana	2.400
Cemento	1.400	PVC	1.370 - 1.450
Cenere	900	Quarzo	2.500
Cera	950	Rame	8.890 - 8.930
Cloruro di sodio	2.160	Sabbia asciutta	1.400 - -1.600
Creta	1.880 - 2.700	Sabbia umida	1.900 - 2.100
Cromo	6.600	Silice	1.800 - 2.000
Diamante	3.550	Stagno	7.280
Ferro	7.850	Sughero	200 - 350
Fosforo	1.830 - 2.190	Terra vegetale	1.700 - 1.800
Gasolio	800 - 850	Tungsteno	19.100
Ghiaccio	900	Vetro	2.400 - 2.700
Ghiaia	1.500 - 1.800	Zinco	7.100

13.2. Tondi



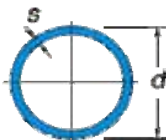
Ø mm	Peso kg/m	Sezione									
		1 cm²	2 cm²	3 cm²	4 cm²	5 cm²	6 cm²	7 cm²	8 cm²	9 cm²	10 cm²
5	0,154	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,66	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	1,998	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22	2,984	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
24	3,551	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72	45,24
26	4,168	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,09
28	4,834	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
30	5,549	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69
32	6,313	8,04	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,43
34	7,127	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,55	72,63	81,71	90,79
36	7,990	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	101,79
38	8,903	11,34	22,68	34,02	45,36	56,71	68,05	79,39	90,73	102,07	113,41
40	9,865	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66
42	10,880	13,85	27,71	41,56	55,42	69,27	83,12	96,98	110,83	124,69	138,54
44	11,940	15,21	30,41	45,62	60,82	76,03	91,23	106,44	121,64	136,85	152,05
46	13,050	16,62	33,24	49,86	66,48	83,10	99,71	116,33	132,95	149,57	166,19
48	14,210	18,10	36,19	54,29	72,38	90,48	108,58	126,67	144,77	162,86	180,96
50	15,410	19,64	39,27	58,91	78,54	98,18	117,81	137,45	157,08	176,72	196,35
52	16,670	21,24	42,47	63,71	84,95	106,19	127,42	148,66	169,90	191,13	212,37
54	17,980	22,90	45,80	68,71	91,61	114,51	137,41	160,31	183,22	206,12	229,02
56	19,330	24,63	49,26	73,89	98,52	123,15	147,78	172,41	197,04	221,67	246,30
58	20,740	26,42	52,84	79,26	105,68	132,11	158,53	184,95	211,37	237,79	264,21
60	22,200	28,27	56,55	84,82	113,10	141,37	169,64	197,92	226,19	254,47	282,74
62	23,700	30,19	60,38	90,57	120,76	150,96	181,15	211,34	241,53	271,72	301,91
64	25,250	32,17	64,34	96,51	128,68	160,85	193,02	225,19	257,36	289,53	321,70
66	26,860	34,21	68,42	102,64	136,85	171,06	205,27	239,48	273,70	307,91	342,12
68	28,510	36,32	72,63	108,95	145,27	181,59	217,90	254,22	290,54	326,85	363,17
70	30,210	38,49	76,97	115,46	153,94	192,43	230,91	269,40	307,88	346,37	384,85
72	31,960	40,72	81,43	122,15	162,86	203,58	244,29	285,01	325,72	366,44	407,15
74	33,760	43,01	86,02	129,02	172,03	215,04	258,05	301,06	344,06	387,07	430,08
76	35,610	45,37	90,73	136,10	181,46	226,83	272,19	317,56	362,92	408,29	453,65
78	37,510	47,78	95,57	143,35	191,14	238,92	286,70	334,49	382,27	430,06	477,84
80	39,460	50,27	100,53	150,80	201,06	251,33	301,59	351,86	402,12	452,39	502,65
82	41,460	52,81	105,62	158,43	211,24	264,05	316,86	369,67	422,48	475,29	528,10
84	43,500	55,42	110,84	166,25	221,67	277,09	332,51	387,93	443,34	498,76	554,18
86	45,600	58,09	116,18	174,26	232,35	290,44	348,53	406,62	464,70	522,79	580,88
88	47,740	60,82	121,64	182,46	243,28	304,11	364,93	425,75	486,57	547,39	608,21
92	52,180	66,48	132,95	199,43	265,90	332,38	398,86	465,33	531,81	598,28	664,76
94	54,480	69,40	138,80	208,19	277,59	346,99	416,39	485,79	555,18	624,58	693,98
96	56,820	72,38	144,76	217,15	289,53	361,91	434,29	506,67	579,06	651,44	723,82
98	59,210	75,43	150,86	226,29	301,72	377,15	452,58	528,01	603,44	678,87	754,30
100	61,650	78,54	157,08	235,62	314,16	392,70	471,24	549,78	628,32	706,86	785,40

13.3. Quadri



L mm	Peso kg/m	Sezione									
		1 cm²	2 cm²	3 cm²	4 cm²	5 cm²	6 cm²	7 cm²	8 cm²	9 cm²	10 cm²
5	0,196	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
10	0,785	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00
15	1,766	2,25	4,50	6,75	9,00	11,25	13,50	15,75	18,00	20,25	22,50
20	3,140	4,00	8,00	12,00	16,00	20,00	24,00	28,00	32,00	36,00	40,00
25	4,906	6,25	12,50	18,75	25,00	31,25	37,50	43,75	50,00	56,25	62,50
30	7,065	9,00	18,00	27,00	36,00	45,00	54,00	63,00	72,00	81,00	90,00
32	8,038	10,24	20,48	30,72	40,96	51,20	61,44	71,68	81,92	92,16	102,40
35	9,616	12,25	24,50	36,75	49,00	61,25	73,50	85,75	98,00	110,25	122,50
38	11,340	14,44	28,88	43,32	57,76	72,20	86,64	101,08	115,52	129,96	144,40
40	12,560	16,00	32,00	48,00	64,00	80,00	96,00	112,00	128,00	144,00	160,00
42	13,850	17,64	35,28	52,92	70,56	88,20	105,84	123,48	141,12	158,76	176,40
45	15,900	21,16	42,32	63,48	84,64	105,80	126,96	148,12	169,28	190,44	211,60
48	18,090	23,04	46,08	69,12	92,16	115,20	138,24	161,28	184,32	207,36	230,40
50	19,630	25,00	50,00	75,00	100,00	125,00	150,00	175,00	200,00	225,00	250,00
52	21,230	27,04	54,08	81,12	108,16	135,20	162,24	189,28	216,32	243,36	270,40
55	24,620	30,25	60,50	90,75	121,00	151,25	181,50	211,75	242,00	272,25	302,50
58	26,410	33,64	67,28	100,92	134,56	168,20	201,84	235,48	269,12	302,76	336,40
60	28,260	36,00	72,00	108,00	144,00	180,00	216,00	252,00	288,00	324,00	360,00
62	30,180	38,44	76,88	115,32	153,76	192,20	230,64	269,08	307,52	345,96	384,40
65	33,170	42,25	84,50	126,75	169,00	211,25	253,50	295,75	338,00	380,25	422,50
68	36,300	46,24	92,48	138,72	184,96	231,20	277,44	323,68	369,92	416,16	462,40
70	38,470	49,00	98,00	147,00	196,00	245,00	294,00	343,00	392,00	441,00	490,00
72	40,690	51,84	103,68	155,52	207,36	259,20	311,04	362,88	414,72	466,56	518,40
75	44,160	56,25	112,50	168,75	225,00	281,25	337,50	393,75	450,00	506,25	562,50
78	47,760	60,84	121,68	182,52	243,36	304,20	365,04	425,88	486,72	547,56	608,40
80	50,240	64,00	128,00	192,00	256,00	320,00	384,00	448,00	512,00	576,00	640,00
82	52,780	67,24	134,48	201,72	268,96	336,20	403,44	470,88	537,92	605,16	672,40
85	56,720	72,25	144,50	216,75	289,00	361,25	433,50	505,75	578,00	650,25	722,50
88	60,790	77,44	154,88	232,32	309,76	387,20	464,64	542,08	619,52	696,96	774,40
90	63,590	81,00	162,00	243,00	324,00	405,00	486,00	567,00	648,00	729,00	810,00
92	66,440	84,64	169,28	253,92	338,56	423,20	507,84	592,48	677,12	761,76	846,40
95	70,850	90,25	180,50	270,75	361,00	451,25	541,50	631,75	722,00	812,25	902,50
100	78,500	100,00	200,00	300,00	400,00	500,00	600,00	700,00	800,00	900,00	1.000,00
105	86,550	110,25	220,50	330,75	441,00	551,25	661,50	771,75	882,00	992,25	1.102,50
110	94,990	121,00	242,00	363,00	484,00	605,00	726,00	847,00	968,00	1.089,00	1.210,00
115	103,820	132,25	264,50	396,75	529,00	661,25	793,50	925,75	1.058,00	1.190,25	1.322,50
120	113,040	144,00	288,00	432,00	576,00	720,00	864,00	1.008,00	1.152,00	1.296,00	1.440,00
125	122,660	156,25	312,50	468,75	625,00	781,25	937,50	1.093,75	1.250,00	1.406,25	1.562,50
130	132,670	169,00	338,00	507,00	676,00	845,00	1.014,00	1.183,00	1.352,00	1.521,00	1.690,00
135	143,070	182,25	364,50	546,75	729,00	911,25	1.093,50	1.275,75	1.458,00	1.640,25	1.822,50
140	153,860	196,00	392,00	588,00	784,00	980,00	1.176,00	1.372,00	1.568,00	1.764,00	1.960,00
145	165,050	210,25	420,50	630,75	841,00	1.051,25	1.261,50	1.471,75	1.682,00	1.892,25	2.102,50
150	176,630	225,00	450,00	675,00	900,00	1.125,00	1.350,00	1.575,00	1.800,00	2.025,00	2.250,00

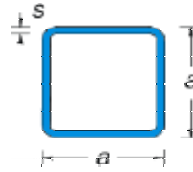
13.4. Tubi a sezione circolare



d x s mm	Peso kg/m	Sezione di passaggio cm ²	Sezione metallica cm ²	Momento di inerzia J cm ⁴	Modulo di resistenza W cm ³	Raggio di inerzia i cm
33,7 x 2,6	2,010	6,38	2,54	3,09	1,84	1,10
33,7 x 2,9	2,220	6,11	2,81	3,36	1,99	1,09
33,7 x 3,2	2,420	5,85	3,07	3,60	2,14	1,08
42,4 x 2,6	2,570	10,9	3,25	6,46	3,05	1,41
42,4 x 2,9	2,840	10,5	3,60	7,06	3,33	1,40
42,4 x 3,2	3,110	10,2	3,94	7,62	3,59	1,39
48,3 x 2,6	2,950	14,6	3,73	9,78	4,05	1,62
48,3 x 2,9	3,270	14,2	4,14	10,7	4,43	1,61
48,3 x 3,2	3,590	13,8	4,53	11,6	4,80	1,60
60,3 x 2,9	4,140	23,3	5,23	21,6	7,16	2,03
60,3 x 3,2	4,540	22,8	5,74	23,5	7,78	2,02
60,3 x 3,6	5,070	22,1	6,41	25,9	8,58	2,01
76,1 x 2,6	4,750	39,5	6,00	40,6	10,7	2,60
76,1 x 2,9	5,280	38,8	6,67	44,7	11,8	2,59
76,1 x 3,2	5,800	38,2	7,33	48,8	12,8	2,58
76,1 x 3,6	6,490	37,3	8,20	54,0	14,2	2,57
88,9 x 2,6	5,570	55,0	7,05	65,7	14,8	3,05
88,9 x 3,2	6,810	53,5	8,62	79,2	17,8	3,03
88,9 x 3,6	7,630	52,4	9,65	87,9	19,8	3,02
88,9 x 4,0	8,430	51,4	10,70	96,3	21,7	3,00
114,3 x 3,6	9,900	90,1	12,50	192	33,6	3,92
114,3 x 4,0	11,000	88,7	13,90	211	36,9	3,90
114,3 x 4,5	12,100	87,1	15,50	234	41,0	3,89
139,7 x 2,9	9,860	141	12,50	292	41,8	4,84
139,7 x 3,6	12,200	138	15,40	357	51,1	4,81
139,7 x 4,0	13,500	136	17,10	393	56,2	4,80
139,7 x 4,5	14,900	134	19,10	437	62,6	4,78
168,3 x 3,2	13,100	206	16,60	566	67,2	5,84
168,3 x 4,0	16,300	202	20,60	697	82,8	5,81
168,3 x 4,5	18,100	199	23,20	777	92,4	5,79
168,3 x 5,0	20,100	197	25,70	856	102	5,78
219,1 x 4,0	21,400	350	27,00	1.564	143	7,61
219,1 x 5,0	26,400	343	33,60	1.928	176	7,57
219,1 x 5,9	31,000	338	39,50	2.247	205	7,54
273,0 x 4,0	26,700	552	33,80	3.058	224	9,51
273,0 x 5,6	36,800	538	47,00	4.206	308	9,46
273,0 x 6,3	41,600	533	52,80	4.696	344	9,43
323,9 x 4,0	31,800	784	40,20	5.144	318	11,3

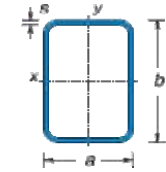
d x s mm	Peso kg/m	Sezione di passaggio cm ²	Sezione metallica cm ²	Momento di inerzia J cm ⁴	Modulo di resistenza W cm ³	Raggio di inerzia i cm
323,9 x 5,9	46,200	765	58,90	7.453	460	11,2
323,9 x 7,1	55,600	753	70,70	8.869	548	11,2
355,6 x 5,0	43,200	938	55,10	8.464	476	12,4
355,6 x 6,3	54,500	924	69,10	10.547	593	12,4
355,6 x 8,0	68,300	906	87,40	13.201	742	12,3
406,4 x 5,0	49,500	1.234	63,10	12.704	625	14,2
406,4 x 6,3	62,400	1.218	79,20	15.849	780	14,1
406,4 x 7,1	70,100	1.208	89,10	17.756	874	14,1
457,2 x 5,6	62,100	1.562	79,50	20.312	889	16,0
457,2 x 6,3	70,300	1.552	89,20	22.684	992	15,9
457,2 x 8,0	88,200	1.529	113,00	28.484	1.246	15,9

13.5. Tubi a sezione quadrata



a mm	s mm	Peso kg/m	Sezione metallica cm ²	Momento di inerzia J cm ⁴	Modulo di resistenza W cm ³	Raggio di inerzia i cm
12	1,5	0,494	0,63	0,118	0,197	0,433
15	1,5	0,636	0,81	0,249	0,332	0,554
20	1,5	0,871	1,11	0,637	0,637	0,758
	2,0	1,130	1,14	0,547	0,547	0,739
25	1,5	1,160	1,41	1,300	1,040	0,960
	2,0	1,530	1,84	1,630	1,310	0,941
30	1,5	0,871	1,11	0,637	0,637	0,758
	2,0	1,130	1,14	0,547	0,547	0,739
35	2,0	2,150	2,70	4,81	2,75	1,35
	3,0	3,020	3,84	6,61	3,78	1,31
40	2,0	2,420	3,08	7,33	3,67	1,55
	3,0	3,500	4,44	10,0	5,10	1,51
50	2,0	3,030	3,86	14,8	5,91	1,96
	3,0	4,480	5,64	20,8	8,34	1,92
60	2,0	3,650	4,65	26,0	8,68	2,37
	3,0	5,400	6,88	37,1	12,4	2,33
80	2,0	4,930	6,28	63,3	15,8	3,19
	3,0	7,320	9,33	91,4	22,9	3,15
	4,0	9,670	12,20	117	29,3	3,10
100	3,0	9,100	11,60	183	36,6	3,97
	4,0	12,100	15,40	236	47,3	3,92
120	3,0	11,000	14,00	321	53,5	4,79
	4,0	14,600	18,60	417	69,5	4,73
150	3,0	14,100	17,80	636	84,7	6,00
	4,0	18,700	23,60	831	111	5,96
200	3,0	18,600	23,60	1.529	153	8,05
	4,0	24,600	31,40	2.008	201	8,00
	5,0	30,600	39,00	2.473	247	7,96
250	8,0	60,800	77,40	7.567	605	9,89
	10,0	75,400	96,00	9.232	739	9,81
300	10,0	91,100	116,00	16.279	1.085	11,8
	16,0	143,000	182,00	24.511	1.634	11,6
400	10,0	122,000	156,00	39.572	1.979	15,9
	16,0	193,000	246,00	60.503	3.025	15,7

13.6. Tubi a sezione rettangolare

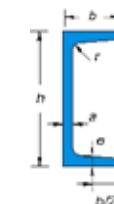


b x a mm	s mm	Peso kg/m	Sezione metallica cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
				Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
20 x 10	0,05	0,442	0,56	0,264	0,082	0,264	0,164	0,476	0,265
25 x 10	1,5	0,754	0,96	0,681	0,145	0,545	0,290	0,842	0,389
	2,0	0,973	1,24	0,839	0,170	0,671	0,340	0,823	0,370
30 x 10	1,5	0,871	1,11	1,10	0,173	0,733	0,364	0,995	0,395
	2,0	1,130	1,44	1,37	0,203	0,913	0,406	0,975	0,375
30 x 15	1,5	0,989	1,26	1,41	0,455	0,938	0,607	1,06	0,601
	2,0	1,290	1,64	1,76	0,556	1,17	0,741	1,04	0,582
30 x 20	1,5	1,110	1,41	1,71	0,894	1,14	0,894	1,10	0,796
	2,0	1,440	1,84	2,16	1,11	1,44	1,11	1,08	0,778
40 x 20	2,0	1,760	2,24	4,45	1,44	2,22	1,44	1,41	0,802
	3,0	2,540	3,24	6,08	1,89	3,04	1,89	1,37	0,764
40 x 30	2,0	2,070	2,64	5,89	3,73	2,94	2,48	1,49	1,190
	3,0	3,010	3,84	8,14	5,08	4,07	3,39	1,45	1,150
50 x 20	2,0	2,070	2,64	7,85	1,76	3,14	1,76	1,72	0,816
	3,0	3,010	3,84	10,90	2,33	4,36	2,33	1,68	0,779
50 x 25	2,0	2,230	2,84	9,01	2,96	3,60	2,37	1,78	1,020
	3,0	3,250	4,14	12,6	3,99	5,02	3,19	1,74	0,982
50 x 30	2,0	2,390	3,04	10,2	4,51	4,06	3,01	1,83	1,220
	3,0	3,490	4,44	14,2	6,18	5,68	4,12	1,79	1,180
60 x 20	2,0	2,390	3,04	12,6	2,09	4,20	2,09	2,03	0,829
	3,0	3,490	4,44	17,6	2,76	5,87	2,76	1,99	0,788
60 x 30	2,0	2,700	3,44	16,0	5,30	5,32	3,53	2,15	1,240
	3,0	3,960	5,04	22,5	7,28	7,50	4,85	2,11	1,200
60 x 40	2,0	3,010	3,84	19,3	10,20	6,43	5,11	2,24	1,630
	3,0	4,430	5,64	27,4	14,30	9,12	7,15	2,20	1,590
80 x 20	2,0	3,010	3,84	26,8	2,74	6,70	2,74	2,64	0,845
	3,0	4,430	5,64	38,1	3,64	9,51	3,64	2,60	0,803
80 x 30	2,0	3,330	4,24	32,9	6,87	8,22	4,58	2,79	1,27
	3,0	4,900	6,24	47,0	9,48	11,80	6,32	2,74	1,23
80 x 40	2,0	3,640	4,64	39,0	13,0	9,74	6,56	2,89	1,68
	3,0	5,370	6,84	55,8	18,4	14,0	9,21	2,85	1,64
80 x 60	2,0	4,270	5,44	51,1	34,8	12,8	11,60	3,06	2,53
	3,0	6,310	8,04	73,6	46,9	18,4	15,60	3,03	2,42
100 x 30	2,0	3,960	5,04	58,3	8,4	11,7	5,63	3,40	1,29
	3,0	5,840	7,44	83,9	11,8	16,8	7,87	3,36	1,26

13. Tabelle e profili

b x a mm	s mm	Peso kg/m	Sezione metallica cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
				Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
100 x 40	4,0	7,660	9,76	107,0	14,3	21,4	9,53	3,31	1,21
	2,0	4,270	5,44	67,9	16,0	13,6	8,00	3,53	1,71
	3,0	6,310	8,04	98,0	22,5	19,6	11,30	3,49	1,67
100 x 50	4,0	8,320	10,60	126,0	28,2	25,2	14,10	3,45	1,63
	2,0	4,580	5,84	77,5	26,3	15,5	10,50	3,64	2,12
	3,0	6,780	8,64	112	37,7	22,4	15,10	3,60	2,09
	3,5	7,850	10,00	128	42,6	25,6	17,00	3,58	2,06
120 x 40	4,0	8,950	11,40	144	47,4	28,8	18,90	3,56	2,04
	2,0	4,900	6,24	108	18,9	18,0	9,45	4,16	1,74
	3,0	7,250	9,24	156	26,7	26,0	13,4	4,11	1,70
120 x 60	4,0	9,580	12,20	201	33,4	33,5	16,7	4,06	1,65
	2,0	5,530	7,04	136	46,2	22,7	15,4	4,40	2,56
	3,0	8,160	10,40	197	66,4	32,8	22,1	4,35	2,53
	3,5	9,500	12,10	227	75,8	37,8	25,3	4,33	2,50
150 x 60	4,0	10,800	13,80	255	84,8	42,5	28,3	4,30	2,48
	3,0	9,580	12,20	344	81	45,8	27,0	5,30	2,57
	4,0	12,700	16,20	447	104	59,6	34,5	5,26	2,53
150 x 80	5,0	15,700	20,00	544	124	72,6	41,4	5,22	2,49
	3,0	10,500	13,40	409	154	54,5	38,5	5,52	3,39
	4,0	14,000	17,80	532	198	70,9	49,5	5,47	3,34
150 x 100	5,0	17,300	22,00	649	240	86,5	60,0	5,43	3,30
	3,0	11,500	14,60	473	253	63,1	50,6	5,69	4,16
	4,0	15,200	19,40	617	329	82,3	65,8	5,64	4,12
180 x 90	5,0	18,800	24,00	754	400	101,0	80,0	5,61	4,08
	3,0	12,400	15,80	686	234	76,2	52,0	6,59	3,85
	4,0	16,500	21,00	897	303	99,7	67,3	6,53	3,80
200 x 100	5,0	20,400	26,00	1.099	368	122,0	81,8	6,50	3,76
	3,0	13,800	17,60	947	324	94,7	64,8	7,33	4,28
	4,0	18,400	23,40	1.240	421	124,0	84,2	7,29	4,24
250 x 120	5,0	22,800	29,00	1.522	512	152,0	102,0	7,24	4,20
	3,0	17,100	21,80	1.825	588	146,0	98,0	9,15	5,19
	4,0	22,800	29,00	2.397	767	192,0	128,0	9,09	5,14
250 x 150	5,0	28,300	36,00	2.953	938	236,0	156,0	9,06	5,10
	3,0	18,500	23,60	2.099	960	168,0	128,0	9,43	6,38
	4,0	24,600	31,40	2.760	1.257	221,0	168,0	9,38	6,33
300 x 100	5,0	30,600	39,00	3.403	1.543	272,0	206,0	9,34	6,29
	4,0	24,600	31,40	3.412	605	227,0	121,0	10,40	4,39
	5,0	30,600	39,00	4.208	738	281,0	148,0	10,40	4,35
300 x 100	6,0	36,600	46,60	4.982	864	332,0	173,0	10,30	4,31

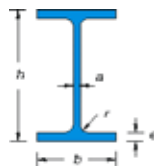
13.7. UPN



h (mm) UNP	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
30	33	5,0	7,00	7,0	0,19	5,44	6,39	5,10	4,26	2,60	1,08	0,97
40	35	5,0	7,00	7,0	4,88	6,21	14,1	6,68	7,07	3,08	1,51	1,04
50	38	5,0	7,00	7,0	5,59	7,12	26,5	9,10	10,06	3,74	1,93	1,13
65	42	5,5	7,50	7,5	7,09	9,03	57,5	14,00	17,7	5,05	2,52	1,25
80	45	6,0	7,76	8,0	8,65	11,00	106	19,40	26,5	6,35	3,10	1,33
100	50	6,0	8,26	8,5	10,60	13,50	205	29,10	41,1	8,45	3,91	1,47
120	55	7,0	8,72	9,0	13,30	17,00	364	43,10	60,7	11,1	4,63	1,59
140	60	7,0	9,72	10,0	16,00	20,40	605	62,50	86,4	14,7	5,45	1,75
160	65	7,5	10,20	10,5	18,90	24,00	925	85,10	116	18,2	6,21	1,88
180	70	8,0	10,68	11,0	22,00	28,00	1.354	114,0	150	22,4	6,96	2,01
200	75	8,5	11,16	11,5	25,30	32,20	1.911	148,0	191	26,9	7,71	2,14
220	80	9,0	12,14	12,5	29,40	37,40	2.691	196,0	245	33,5	8,48	2,29
240	85	9,5	12,62	13,0	33,20	42,30	3.599	247,0	300	39,5	9,22	4,42
260	90	10,0	13,60	14,0	37,90	48,30	4.824	317,0	371	47,8	10,00	2,56
280	95	10,0	14,60	15,0	41,90	53,40	6.276	398,0	448	57,2	10,80	2,73
300	100	10,0	15,60	16,0	46,10	58,80	8.028	493,0	535	67,6	11,70	2,90

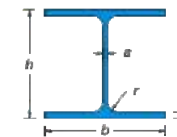
13. Tabelle e profili

13.8. IPE



h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
80	46	3,8	5,2	5	6,00	7,64	80,14	8,49	20,03	3,69	3,24	1,05
100	55	4,1	5,7	7	8,10	10,32	171,00	15,92	34,20	5,79	4,07	1,24
120	64	4,4	6,3	7	10,40	13,21	317,80	27,67	52,96	8,65	4,90	1,45
140	73	0,2	6,9	7	12,90	16,43	541,20	44,92	77,32	12,31	5,74	1,65
160	82	5,0	7,4	9	15,80	20,09	869,30	68,31	108,70	16,66	6,58	1,84
180	91	5,3	8,0	9	18,80	23,95	1.317	100,90	146,30	22,16	7,42	2,05
200	100	5,6	8,5	12	22,40	28,48	1.943	142,40	194,30	28,47	8,26	2,24
220	110	5,9	9,2	12	26,20	33,37	2.772	204,90	252,00	37,25	9,11	2,48
240	120	6,2	9,8	15	30,70	39,12	3.892	283,60	324,30	47,27	9,97	2,69
270	135	6,6	10,2	15	36,10	45,95	5.790	419,90	428,90	62,20	11,23	3,02
300	150	7,1	10,7	15	42,20	53,81	8.356	603,80	557,10	80,50	12,46	3,35
330	160	7,5	11,5	18	49,10	62,61	11.770	788,10	713,10	98,52	13,71	3,55
360	170	8,0	12,7	18	57,10	72,73	16.270	1.043,00	903,60	122,80	14,95	3,79
400	180	8,6	13,5	21	66,30	84,46	23.130	1.318,00	1.156,00	146,40	16,55	3,95
450	190	9,4	14,6	21	77,60	98,82	33.740	1.676,00	1.500,00	176,40	18,48	4,12
500	200	10,2	16,0	21	90,70	115,50	48.200	2.142,00	1.928,00	214,20	20,43	4,31
550	210	11,1	17,2	24	106,00	134,40	67.120	2.668,00	2.441,00	254,10	22,35	4,45
600	220	12,0	19,0	24	122,00	156,00	92.080	3.387,00	3.069,00	307,90	24,30	4,66

13.9. HEA



sigla HEA	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
100	100	96	5,0	8,0	12	16,7	21,24	349,2	133,8	72,76	26,76	4,06	2,51
120	120	114	5,0	8,0	12	19,9	25,34	606,2	230,9	106,3	38,48	4,89	3,02
140	140	133	5,5	8,5	12	24,7	31,42	1.033,0	389,3	155,4	55,62	5,73	3,52
160	160	152	6,0	9,0	15	30,4	38,77	1.673,0	615,6	220,1	76,95	6,57	3,98
180	180	171	6,0	9,5	15	35,5	45,25	2.510,0	924,6	293,6	102,70	7,45	4,52
200	200	190	6,5	10,0	18	42,3	53,83	3.692,0	1.326	388,6	134,00	8,28	4,98
220	220	210	7,0	11,0	18	50,5	64,34	5.410,0	1.955	515,2	177,70	9,17	5,51
240	240	230	7,5	12,0	21	60,3	76,84	7.763,0	2.769	675,1	230,70	10,05	6,00
260	260	250	7,5	12,5	24	68,2	86,82	10.450,0	3.668	836,4	282,10	10,97	6,50
280	280	270	8,0	13,0	24	76,4	97,26	13.670,0	4.763	1.013	340,20	11,86	7,00
300	300	290	8,5	14,0	27	88,3	112,50	18.260,0	6.310	1.260	420,60	12,74	7,49
320	300	310	9,0	15,5	27	97,6	124,40	22.930,0	6.985	1.479	465,70	13,58	7,49
340	300	330	9,5	16,5	27	105,0	133,50	27.690,0	7.436	1.678	495,70	14,40	7,46
360	300	350	10,0	17,5	27	112,0	142,80	33.090,0	7.887	1.891	525,80	15,22	7,43
400	300	390	11,0	19,0	27	125,0	159,00	45.070,0	8.564	2.311	611,10	16,84	7,34
450	300	440	11,5	21,0	27	140,0	178,00	63.720,0	9.465	2.896	711,00	18,92	7,29
500	300	490	12,0	23,0	27	155,0	197,50	86.970,0	10.370	3.550	811,10	21,98	7,24
550	300	540	12,5	24,0	27	166,0	211,80	111.900,0	10.820	4.146	911,30	22,99	7,15
600	300	590	13,0	25,0	27	178,0	226,50	141.200,0	11.270	4.787	1.011,40	24,97	7,05
650	300	640	13,5	26,0	27	190,0	241,60	175.200,0	11.720	5.474	1.111,60	26,93	6,97
700	300	690	14,5	27,0	27	204,0	260,50	215.300,0	12.180	6.241	1.211,90	28,87	6,84
800	300	790	15,0	28,0	30	224,0	285,80	303.400,0	12.640	7.682	1.412,60	32,58	6,65
900	300	890	16,0	30,0	30	252,0	320,50	422.100,0	13.550	9.485	1.612,20	36,29	6,50
1.000	300	990	16,5	31,0	30	272,0	346,80	553.800,0	14.000	11.190	1.812,80	39,96	6,35

13. Tabelle e profili

13.10. HEB



Sigla HEB	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
100	100	100	6,0	10,0	12	20,4	26,04	449,5	167,3	89,91	33,45	4,16	2,53
120	120	120	6,5	11,0	12	26,7	34,01	864,4	317,5	144,1	52,92	5,04	3,06
140	140	140	7,0	12,0	12	33,7	42,96	1.509,0	549,7	215,6	78,52	5,93	3,58
160	160	160	8,0	13,0	15	42,6	54,25	2.492,0	889,2	311,5	111,20	6,78	4,05
180	180	180	8,5	14,0	15	51,2	65,25	3.831,0	1.363,0	425,7	151,40	7,66	4,57
200	200	200	9,0	15,0	18	61,3	78,08	5.696,0	2.003	569,6	200,30	8,54	5,07
220	220	220	9,5	16,0	18	71,5	91,04	8.091,0	2.843	735,5	258,50	9,43	5,59
240	240	240	10,0	17,0	21	83,2	106,00	11.260,0	3.923	938,3	326,90	10,31	6,08
260	260	260	10,0	17,5	24	93,0	118,40	14.920,0	5.135	1.148,0	395,00	11,22	6,58
280	280	280	10,5	18,0	24	103,0	131,40	19.270,0	6.595	1.376	471,00	12,11	7,09
300	300	300	11,0	19,0	27	117,0	149,10	25.170,0	8.563	1.678	570,90	12,99	7,58
320	300	320	11,5	20,5	27	127,0	161,30	30.820,0	9.239	1.926	615,90	13,82	7,57
340	300	340	12,0	21,5	27	134,0	170,90	36.660,0	9.690	2.156	646,00	14,65	7,53
360	300	360	12,5	22,5	27	142,0	180,60	43.190,0	10.140	2.400	676,10	15,46	7,49
400	300	400	13,5	24,0	27	155,0	197,80	57.680,0	10.820	2.884	721,30	17,08	7,40
450	300	450	14,0	26,0	27	171,0	218,00	79.890,0	11.720	3.551	781,40	19,14	7,33
500	300	500	14,5	28,0	27	187,0	238,60	107.200,0	12.620	4.287	841,60	21,19	7,27
550	300	550	15,0	29,0	27	199,0	254,10	136.700,0	13.080	4.971	871,80	23,20	7,17
600	300	600	15,5	30,0	27	212,0	270,00	171.000,0	13.530	5.701	902,00	25,17	7,08
650	300	650	16,0	31,0	27	225,0	286,30	210.600,0	13.980	6.480	932,30	27,12	6,99
700	300	700	17,0	32,0	27	241,0	306,40	256.900,0	14.440	7.340	962,70	28,96	6,87
800	300	800	17,5	33,0	30	262,0	334,20	359.100,0	14.900	8.977	993,60	32,78	6,68
900	300	900	18,5	35,0	30	291,0	371,30	494.100,0	15.820	10.980	1.054,00	36,48	6,53
1.000	300	1.000	19,0	36,0	30	314,0	400,00	644.700,0	16.280	12.890	1.085,00	40,15	6,38

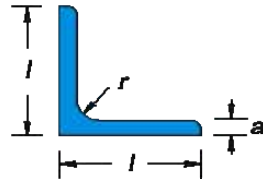
13.11. HEM



sigla HEM	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
100	106	120	12,0	20,0	12	41,8	53,20	1.140,0	399,0	190,00	75,30	4,63	2,74
120	126	140	12,5	21,0	12	52,1	66,40	2.020,0	703,0	288,00	112,00	5,51	3,25
140	146	160	13,0	22,0	12	63,2	80,60	3.290,0	1.140,0	411,00	157,00	6,39	3,77
160	166	180	14,0	23,0	15	76,2	97,10	5.100,0	1.760,0	566,00	212,00	7,25	4,26
180	186	200	14,5	24,0	15	88,9	113,00	7.480,0	2.580,0	748,00	277,00	8,13	4,77
200	206	220	15,0	25,0	18	103,0	131,00	10.640,0	3.650	967,00	354,00	9,00	5,27
220	226	240	15,5	26,0	18	117,0	149,00	14.600,0	5.010	1.220,00	444,00	9,89	5,79
240	248	270	18,0	32,0	21	157,0	200,00	24.290,0	8.150	1.800,00	657,00	11,00	6,39
260	268	290	18,0	32,5	24	172,0	220,00	31.310,0	10.450	2.160,00	780,00	11,90	6,90
280	288	310	18,5	33,0	24	189,0	240,00	39.550,0	13.160	2.550	914,00	12,80	7,40
300	310	340	21,0	39,0	27	238,0	303,00	59.200,0	19.400	3.480	1.250,00	14,00	8,00
320	309	359	21,0	40,0	27	245,0	312,00	68.130,0	19.710	3.800	1.280,00	14,80	7,95
340	309	377	21,0	40,0	27	248,0	316,00	76.370,0	19.710	4.050	1.280,00	15,60	7,90
360	308	395	21,0	40,0	27	250,0	319,00	84.870,0	19.520	4.300	1.270,00	16,30	7,83
400	307	432	21,0	40,0	27	256,0	326,00	104.100,0	19.340	4.820	1.260,00	17,90	7,70
450	307	478	21,0	40,0	27	263,0	335,00	131.500,0	19.340	5.500	1.260,00	19,80	7,59
500	306	524	21,0	40,0	27	270,0	344,00	161.900,0	19.150	6.180	1.250,00	21,70	7,46
550	306	572	21,0	40,0	27	278,0	354,00	198.000,0	19.160	6.920	1.250,00	23,60	7,35
600	305	620	21,0	40,0	27	285,0	364,00	237.400,0	18.980	7.660	1.240,00	25,60	7,22
650	305	668	21,0	40,0	27	293,0	374,00	281.700,0	18.980	8.430	1.240,00	27,50	7,13
700	304	716	21,0	40,0	27	301,0	383,00	329.300,0	18.860	9.200	1.240,00	29,30	7,01
800	303	814	21,0	40,0	30	317,0	404,00	442.600,0	18.630	10.870	1.230,00	33,10	6,79
900	302	910	21,0	40,0	30	333,0	424,00	570.400,0	18.450	12.540	1.220,00	36,70	6,60
1.000	302	1.008	21,0	40,0	30	349,0	444,00	722.300,0	18.460	14.330	1.220,00	40,30	6,45

13. Tabelle e profili

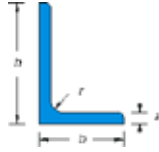
13.12. Angolari a lati uguali spigoli tondi



h (mm) UNP	l mm	a mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di	Moduli di	Raggi di
						inerzia J _x =J _y	resistenza W _x =W _y cm ³	inerzia i _x =i _y cm
15x3	15	3,0	3,5	0,64	0,82	0,15	0,15	0,43
20x3	20	3,0	3,5	0,88	1,12	0,39	0,28	0,59
20x4	20	4,0	3,5	1,14	1,45	0,49	0,36	0,58
25x3	25	3,0	3,5	1,12	1,42	0,80	0,45	0,75
25x5	25	5,0	3,5	1,77	2,26	1,20	0,71	0,73
30x3	30	3,0	5,0	1,36	1,74	1,40	0,65	0,90
30x4	30	4,0	5,0	1,78	2,27	1,80	0,85	0,89
30x5	30	5,0	5,0	2,18	2,78	2,16	1,04	0,88
30x6	30	6,0	5,0	2,56	3,27	2,49	1,22	0,87
35x3	35	3,0	5,0	1,60	2,04	2,39	0,90	1,06
35x4	35	4,0	5,0	2,10	2,67	2,95	1,18	1,05
35x5	35	5,0	5,0	2,57	3,28	3,56	1,45	1,04
35x6	35	6,0	5,0	3,04	3,87	4,13	1,71	1,03
40x4	40	4,0	6,0	2,42	3,08	4,47	1,55	1,21
40x5	40	5,0	6,0	2,97	3,79	5,53	1,91	1,20
40x6	40	6,0	6,0	3,52	4,48	6,31	2,26	1,19
45x4	45	4,0	7,0	3,50	2,74	6,43	1,97	1,36
45x5	45	5,0	7,0	3,38	4,30	7,84	2,43	1,35
45x6	45	6,0	7,0	4,00	5,09	9,16	2,88	1,34
45x7	45	7,0	7,0	4,60	5,86	10,40	3,31	1,33
50x4	50	4,0	7,0	3,06	3,89	8,97	2,46	1,52
50x5	50	5,0	7,0	3,77	4,80	11,00	3,05	1,51
50x6	50	6,0	7,0	4,47	5,69	12,80	3,61	1,50
50x7	50	7,0	7,0	5,15	6,56	14,60	4,16	1,49
55x6	55	6,0	8,0	4,95	6,31	17,30	4,39	1,66
55x8	55	8,0	8,0	6,46	8,23	22,00	5,72	1,64
60x5	60	5,0	8,0	4,57	5,82	19,50	4,48	1,83
60x6	60	6,0	8,0	5,42	6,91	22,80	5,29	1,82
60x8	60	8,0	8,0	7,09	9,03	29,20	6,89	1,80
60x10	60	10,0	8,0	8,69	11,10	34,90	8,41	1,78

h (mm) UNP	l mm	a mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di	Moduli di	Raggi di
						inerzia J _x =J _y	resistenza W _x =W _y cm ³	inerzia i _x =i _y cm
65x7	65	7,0	9,0	6,83	8,70	33,40	7,18	1,96
65x9	65	9,0	9,0	8,62	11,00	41,40	9,05	1,94
70x6	70	6,0	9,0	6,38	8,13	37,10	7,32	2,14
70x7	70	7,0	9,0	7,38	9,40	42,30	8,42	2,12
70x9	70	9,0	9,0	9,34	11,90	52,50	10,60	2,10
70x11	70	11,0	9,0	11,20	14,30	61,80	12,70	2,08
75x8	75	8,0	10,0	9,03	11,50	58,90	11,00	2,26
75x10	75	10,0	10,0	11,10	14,10	71,20	13,50	2,25
75x12	75	12,0	10,0	13,10	16,70	82,60	15,80	2,23
80x8	80	8,0	10,0	9,66	12,30	72,20	12,60	2,42
80x10	80	10,0	10,0	11,90	15,10	87,50	15,50	2,41
80x12	80	12,0	10,0	14,10	17,90	102,00	18,20	2,39
90x8	90	8,0	11,0	10,90	13,90	104,00	16,10	2,74
90x9	90	9,0	11,0	12,20	15,50	116,00	17,90	2,73
90x11	90	11,0	11,0	14,70	18,70	138,00	21,60	2,71
90x13	90	13,0	11,0	21,80	17,10	158,00	25,10	2,69
90x15	90	15,0	11,0	24,90	19,50	177,00	28,50	2,67
100x10	100	10,0	12,0	15,10	19,20	177,00	24,60	3,04
100x12	100	12,0	12,0	17,80	22,70	207,00	29,10	3,02
100x14	100	14,0	12,0	26,20	20,60	235,00	33,50	3,00
100x16	100	16,0	12,0	23,20	29,60	262,00	37,70	2,97
110x10	110	10,0	12,0	16,60	21,20	239,00	30,10	3,36
110x12	110	12,0	12,0	19,70	25,10	280,00	35,70	3,34
110x14	110	14,0	12,0	22,80	29,00	319,00	41,00	3,32
120x10	120	10,0	13,0	18,20	23,20	313,00	36,00	3,67
120x11	120	11,0	13,0	19,90	25,40	341,00	39,40	3,66
120x13	120	13,0	13,0	23,30	29,70	394,00	46,00	3,64
120x15	120	15,0	13,0	26,60	33,90	445,00	52,40	3,62
120x18	120	18,0	13,0	31,50	40,10	517,00	61,70	3,59
130x12	130	12,0	14,0	23,60	30,00	472,00	50,40	3,97
130x14	130	14,0	14,0	27,20	34,70	540,00	58,20	3,95
130x16	130	16,0	14,0	30,90	39,30	605,00	65,70	3,93
140x13	140	13,0	15,0	27,50	35,00	639,00	63,40	4,27
140x15	140	15,0	15,0	31,40	40,00	723,00	72,40	4,25
140x17	140	17,0	15,0	35,30	45,00	805,00	81,10	4,23
150x14	150	14,0	16,0	31,60	40,30	845,00	78,30	4,58
150x16	150	16,0	16,0	35,90	45,70	950,00	88,70	4,56
150x18	150	18,0	16,0	40,10	51,00	1.050,00	98,70	4,54

13.13. Angolari a lati disuguali spigoli tondi



13. Tabelle e profili

Profilo mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
20x30x4	20	30,0	4,0	3,5	1,45	1,85	1,59	0,55	0,81	0,38	0,93	0,55
20x30x5	20	30,0	5,0	3,5	1,78	2,27	1,9	0,66	0,90	0,46	0,92	0,54
20x35x4	20	35,0	4,0	3,5	1,62	2,06	2,5	0,58	1,09	0,39	1,10	0,53
20x35x5	20	35,0	5,0	3,5	1,98	2,52	2,95	0,69	1,33	0,47	1,08	0,52
20x40x4	20	40,0	4,0	3,5	1,77	2,25	3,6	0,60	1,42	0,39	1,26	0,52
20x40x5	20	40,0	5,0	3,5	2,17	2,77	4,3	0,71	1,73	0,48	1,25	0,51
25x40x4	25	40,0	4,0	3,5	1,93	2,56	3,88	1,17	1,47	0,62	1,26	0,69
25x40x5	25	40,0	5,0	3,5	2,37	3,02	4,7	1,39	1,80	0,76	1,25	0,68
30x45x4	30	45,0	4,0	4,5	2,25	2,87	5,8	2,05	1,91	0,91	1,42	0,85
30x45x5	30	45,0	5,0	4,5	2,77	3,53	6,99	2,47	2,35	1,11	1,41	0,84
30x45x6	30	45,0	6,0	4,5	3,27	4,17	8,1	2,85	2,76	1,30	1,40	0,83
30x50x5	30	50,0	5,0	4,5	2,96	3,78	9,4	2,54	2,88	1,12	1,58	0,82
30x50x6	30	50,0	6,0	4,5	3,51	4,47	11,00	2,93	3,39	1,32	1,57	0,79
30x60x5	30	60,0	5,0	6,0	3,37	4,29	15,6	2,60	4,04	1,12	1,90	0,78
30x60x6	30	60,0	6,0	6,0	3,99	5,08	18,2	3,02	4,78	1,32	1,89	0,77
30x60x7	30	60,0	7,0	6,0	4,59	5,85	20,70	3,41	5,50	1,52	1,88	0,76
40x60x5	40	60,0	5,0	6,0	3,76	4,79	17,2	6,11	4,25	2,02	1,89	1,13
40x60x6	40	60,0	6,0	6,0	4,46	5,68	20,1	7,12	5,03	2,38	1,88	1,12
40x60x7	40	60,0	7,0	6,0	5,14	6,55	23,00	8,07	5,79	2,74	1,87	1,11
40x80x6	40	80,0	6,0	7,0	5,41	6,89	44,9	7,59	8,73	2,44	2,55	1,05
40x80x8	40	80,0	8,0	7,0	7,07	9,01	57,6	9,61	11,40	3,16	2,53	1,03
50x75x6	50	75,0	6,0	7,0	5,63	7,18	40,50	14,40	8,01	3,81	2,37	1,42
50x75x7	50	75,0	7,0	7,0	6,51	8,30	46,4	16,50	9,24	4,39	2,36	1,41
50x75x9	50	75,0	9,0	7,0	8,23	10,50	57,4	20,20	11,60	5,50	2,34	1,39
50x100x8	50	100,0	8,0	9,0	8,99	11,50	116,00	19,50	18,10	5,03	3,18	1,31
50x100x10	50	100,0	10,0	9,0	11,10	14,10	141,0	23,40	22,20	6,17	3,16	1,29
60x80x7	60	80,0	7,0	7,0	7,35	9,36	59,2	28,50	10,80	6,38	2,51	1,75
60x80x8	60	80,0	8,0	7,0	8,32	10,60	66,50	31,90	12,20	7,20	2,50	1,73
60x80x10	60	80,0	10,0	7,0	10,30	13,10	80,2	38,30	14,90	8,86	2,48	1,71
60x120x8	60	120,0	8,0	10,0	10,90	13,90	205,0	34,90	26,40	7,40	3,84	1,59
60x120x10	60	120,0	10,0	10,0	13,40	17,10	250,00	42,10	32,50	8,09	3,82	1,57
65x100x7	65	100,0	7,0	10,0	8,77	11,20	113,0	37,60	16,60	7,54	3,17	1,84
65x100x9	65	100,0	9,0	10,0	11,10	14,20	141,0	46,70	21,00	9,52	3,15	1,82
65x100x11	65	100,0	11,0	10,0	13,40	17,10	167,00	55,10	25,30	11,40	3,13	1,80
65x130x8	65	130,0	8,0	11,0	11,90	15,10	263,0	44,80	31,10	8,72	4,17	1,72
65x130x10	65	130,0	10,0	11,0	14,60	18,60	321,0	54,20	38,40	10,70	4,15	1,71
65x130x12	65	130,0	12,0	11,0	17,30	22,10	375,00	63,00	45,40	12,70	4,12	1,69
75x110x8	75	110,0	8,0	10,0	11,20	14,30	174,0	65,80	23,20	11,50	3,49	2,15
75x110x10	75	110,0	8,0	10,0	13,80	17,60	212,0	79,70	28,60	14,20	3,47	2,13
80x120x8	80	120,0	8,0	11,0	12,20	15,50	226,00	80,80	27,60	13,20	3,82	2,29
80x120x10	80	120,0	10,0	11,0	15,00	19,10	276,0	98,10	34,10	16,20	3,80	2,27
80x120x12	80	120,0	12,0	11,0	17,80	22,70	323,0	114,00	40,40	19,10	3,77	2,25
80x120x14	80	120,0	14,0	11,0	20,50	26,20	368,00	130,00	46,40	22,00	3,75	2,23
90x200x12	90	200,0	12,0	13,0	26,40	33,60	1.391,0	182,00	109,00	25,50	6,44	2,33
90x200x15	90	200,0	15,0	13,0	32,50	41,40	1.696,0	220,00	135,00	31,20	6,40	2,30
100x150x12	100	150,0	12,0	13,0	22,60	28,70	650,00	232,00	64,20	30,60	4,76	2,84
100x150x14	100	150,0	14,0	13,0	26,10	33,20	744,0	264,00	74,10	35,20	4,73	2,82