POLITECNICO DI TORINO

AREA EDILIZIA E LOGISTICA
C.SO DUCA DEGLI ABRUZZI, 24 - 10129 TORINO

ID_Intervento **000011_06MS_TO_POL005_RISTRUT_EDIL_IEL_IME**
Sub_Intervento **005_2018_SOTTOTETTI GR 3**

RIQUALIFICAZIONE EDILE E STRUTTURALE DELLE COPERTURE DEGLI EDIFICI DENOMINATI 3G, 3I, 3L E 3Q DEL POLITECNICO DI TORINO

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
POLITECNICO DI TORINO - AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Arch. M. Garis

PIANO DI SICUREZZA E COORDINAMENTO

Arch. C. Corradino
via dei Mille, 26
Torino

Iscrizione Ordine Architetti
Provincia di Asti - n. 227

PROGETTO ARCHITETTONICO
POLITECNICO DI TORINO - AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Ing. G. Rinaldis
Via XXV Aprile, 20
Nichelino - TO

Iscrizione Ordine Ingegneri
Provincia di Torino - n. 9519K

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
POLITECNICO DI TORINO - AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Lombardi Ingegneria srl
via Giotto 36, 20145 Milano

Ing. A. Damiani
Iscrizione Ordine Ingegneri
Provincia di Milano - n. A26762

Ing. M. Cova
Iscrizione Ordine Ingegneri
Provincia di Torino - n. 10000K

PROGETTO STRUTTURALE
POLITECNICO DI TORINO - AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Ing. G. Rinaldis
Via XXV Aprile, 20
Nichelino - TO

Iscrizione Ordine Ingegneri
Provincia di Torino - n. 9519K

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
POLITECNICO DI TORINO - AREA EDILIZIA E LOGISTICA

PROGETTO IMPIANTI ANTINCENDIO
POLITECNICO DI TORINO - AREA EDILIZIA E LOGISTICA

REVISIONI

N°	Descrizione	Data
1		
2		
3		
4		
5		

Data Redazione	Ottobre 2018	Verifica Redazione	
Data Emissione		Verifica Emissione	
Nome file	000011_005_ESE_STR_RES_001.PDF		
File stile di stampa (ctb)			
Modello	M03_CARTIGLIO	N° Revisione 001	Data Revisione 17/07/2015

Codice Tavola: 000011_005_ESE_STR_RES_001
Scala: -

Titolo Tavola:
RELAZIONE SPECIALISTICA E DI CALCOLO DELLE OPERE STRUTTURALI

N° Tavola: RES 001

A TERMINE DI LEGGE IL POLITECNICO DI TORINO SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO DOCUMENTO CHE NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O COMUNICATO A TERZI SENZA SPECIFICA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

Indice

1. Introduzione 2
2. Riferimenti normativi 3
3. Descrizione generale delle opere allo stato di fatto 3
4. Descrizione delle strutture allo stato di fatto 5
5. Scelte progettuali e descrizione degli interventi strutturali in progetto 8
6. Combinazioni, criteri e metodi di analisi e verifica 9
   6.1. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento 11
   6.2. Livelli di conoscenza (LC) 11
   6.3. Caratteristiche dei materiali 12
   6.4. Azioni 15
7. Valutazione della sicurezza statica in fase pre-intervento 19
8. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni comuni 3G-3I-3L-3Q 20
9. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni specifiche 3G 37
10. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni specifiche 3I 61
11. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni specifiche 3L 81
12. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni specifiche 3Q 87

1. Introduzione

La presente relazione di calcolo descrive le verifiche e i dimensionamenti delle strutture in relazione agli interventi previsti nel progetto di riqualificazione edile e strutturale delle coperture di alcuni fabbricati della sede centrale del Politecnico di Torino, sita in c.so Duca degli Abruzzi n. 24 a Torino.

I fabbricati sono rappresentati nella fig. 1; le porzioni edilizie oggetto del presente progetto riguardano le coperture e i locali sottotetto sottostanti afferenti ai fabbricati denominati 3G-3I-3L(parte) e 3Q, che sono risultati affetti da alcune criticità potenzialmente in grado di inficiarne la sicurezza statica.
Infatti, riportando quanto emerso dalle analisi e dalle considerazioni svolte nell'ambito della verifica della sicurezza statica delle suddette coperture (oltre a quelle dei fabbricati 3H, 3M e 3O, non confluenti nel presente progetto), condotta dallo scrivente professionista, si ritiene che allo stato attuale:

1. le coperture dei fabbricati G, I e Q, realizzate in travetti di laterizio armato accostati, non presentino le condizioni di sicurezza attese e debbano essere messe in sicurezza.

Si rimanda alla relazione di verifica ("*Allegato RV: relazione tecnica di verifica della sicurezza statica"*) per tutti gli approfondimenti relativi alle verifiche allo stato di fatto.

Si specifica che tra le coperture oggetto d'intervento nel presente progetto è stata inclusa, su richiesta del Committente, anche quella del fabbricato 3L (inizialmente non facente parte delle verifiche di cui sopra), in quanto presenta la medesima tipologia costruttiva delle coperture dei fabbricati G, I e Q ed è affetta da rilevanti manomissioni, conseguenti ad interventi antropici. Per quanto concerne invece il fabbricato 3N, le criticità segnalate nella relazione di verifica verranno affrontate dal Committente con interventi separati, non inclusi nel presente progetto.

Con le suddette premesse, specificazioni ed eccezioni, gli interventi previsti in progetto sono dunque conseguenti alle risultanze dei predetti studi e sono finalizzati alla messa in sicurezza, nei confronti delle azioni statiche, degli elementi strutturali costituenti le coperture sopra elencate.

2. Riferimenti normativi

Per la progettazione degli interventi strutturali si è fatto riferimento alla seguente Normativa di settore:

- Legge n. 1086 del 5/11/1971 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- D.P.R. n. 380 del 6 giugno 2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia";
- Circolare C.S.L.P. n. 617 del 26/2/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- Regione Piemonte D.G.R. n. 11-13058 del 19 gennaio 2010 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche";
- Regione Piemonte D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011 "Approvazione delle procedure di controllo [...] ";
- Regione Piemonte D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 "[...] Integrazione alle procedure attuative [...] approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084";
- D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3. Descrizione generale delle opere allo stato di fatto

Per completezza di esposizione, si riportano nel seguito le descrizioni sintetiche circa le caratteristiche generali delle opere in esame, derivate dalla relazione di verifica della sicurezza statica già richiamata, alla quale fare comunque riferimento per quanto concerne le ipotesi e i risultati alla base delle verifiche.

Con riferimento alle premesse introduttive, in merito allo stato di fatto delle coperture in oggetto si riporta nel seguito una sintesi delle informazioni e delle valutazioni acquisite nell'ambito delle verifiche tecniche sulla sicurezza statica.

Innanzitutto, dal punto di vista costruttivo le coperture dei fabbricati 3G, 3I, 3L e 3Q sono realizzate con travetti di laterizi armati; quelle degli altri fabbricati analizzati, che come anticipato non fanno parte del presente progetto, sono invece realizzate in travetti in c.a. e blocchi interposti d'alleggerimento.

La figura sottostante illustra la diversa distribuzione delle due tipologie di solaio nelle coperture di cui sopra.

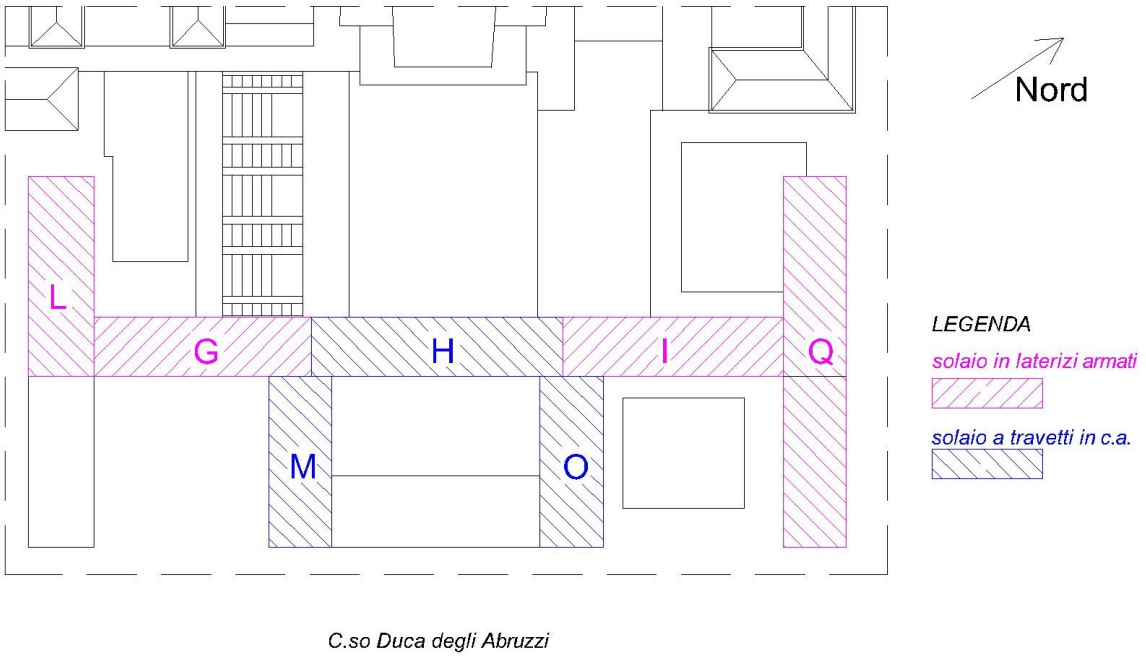


Figura 1 - Individuazione dei fabbricati e delle due tipologie costruttive delle coperture

I solai di copertura sono sostenuti perimetralmente da pareti continue, realizzate in muratura di mattoni di laterizio forati, disposti su due file, per uno spessore totale di circa 30 cm. Internamente, i supporti sono diversificati a seconda dei fabbricati e consistono principalmente in pareti di mattoni forati, sempre in laterizio, per i fabbricati 3G, 3I.

Per quanto attiene alla destinazione d'uso, i sottotetti in questione sono stati lasciati al rustico e non sono attualmente utilizzati, anche perché presentano altezze nette molto ridotte (circa 1.45 m).

L'accesso ai sottotetti avviene tramite piccole porte poste ai lati dei corridoi di collegamento tra gli ultimi livelli agibili dei corpi G-H e H-I; internamente esistono varchi per il passaggio verso i fabbricati più periferici (M, O, Q). Al sottotetto del corpo L si accede invece tramite porta posta all'ultimo pianerottolo del corpo scale.
L'accesso in copertura avviene invece tramite botole, ove presenti (i fabbricati 3G, 3M, 3O e 3Q ne sono sprovvisti e occorre transitare dalle coperture adiacenti).

Allo stato di fatto si sono riscontrate alcune anomalie, che è possibile sintetizzare come segue:

- mancata continuità tra le strutture portanti verticali dei livelli sottostanti con quelle del sottotetto;
- mancato collegamento dei pilastri esistenti in c.a. al piano di copertura, dato che questi sono stati realizzati più bassi (a circa 85-95cm dal piano di calpestio);
- stato di conservazione dei travetti accostati in laterizio armato, che si mostrano ammalorati su estese porzioni di copertura, a causa di infiltrazioni d'acqua pregresse, con armature prive di ricoprimento e dunque affette da corrosione, non omogenea (per fabbricati 3G, 3I, 3L e 3Q);
- cappa in calcestruzzo (caldana) di ridottissimo spessore, talvolta assente, all'estradosso dei solai in laterizio armato, con effetti sulla capacità di collaborazione trasversale dei travetti stessi e ripartizione dei carichi (per fabbricati 3G, 3I, 3L e 3Q);
- tracce diffuse di pregresse infiltrazioni d'acqua, che interessano tutte le coperture esaminate e che sono state qualitativamente mappate nelle planimetrie allegate alla relazione di verifica statica;
- alcuni interventi antropici, di rilevanza strutturale, che potrebbero aver indebolito le strutture preesistenti (ad es. realizzazione copertura rialzata corpo scale in fabbricato 3I, attraversamenti impiantistici in fabbricato 3L);

4. Descrizione delle strutture allo stato di fatto

Come per il precedente capitolo, si riporta nel seguito una sintesi delle principali caratteristiche delle strutture in esame, derivata dalla relazione di verifica della sicurezza statica già richiamata, alla quale si rimanda per eventuali approfondimenti. Nella presente relazione, sono stati stralciati i fabbricati 3H-3M e 3O, per le motivazioni in premessa.

Tipologia costruttiva dei diversi solai di copertura

Copertura del fabbricato	Tipologia	Note
3G	Travetti in **laterizio armato**	
3I	Travetti in **laterizio armato**	Assenza giunti sfalsati
3L	Travetti in **laterizio armato**	
3Q	Travetti in **laterizio armato**	Assenza giunti sfalsati

Le altezze interne nette dei locali sottotetti esaminati sono molto simili tra loro, comprese tra 1.45 e 1.49 m circa, come riassunto nella tabella sottostante.

Fabbricato	Altezza interna del sottotetto [circa]	Note
3G	1.45 m	
3I	1.45 m	
3L	1.49 m	
3Q	1.45 m	

Si procede ad una descrizione sintetica della tipologia di solaio di copertura riscontrata in opera sui fabbricati in esame.

Solai in laterizio armato

Nel tentativo di riconoscere la specifica tipologia costruttiva messa in opera per ciascuna delle coperture esaminate si è eseguito un confronto tra i dati bibliografici reperiti (ad es. Agenda C.I.L.A. del 1962 e Manualetto RDB del 1956) e la campagna d'indagini condotta, rilevando che:

1. la larghezza dei blocchi di laterizio armato è pari a circa 25 cm;
2. le armature di ciascun blocco sono disposte in ragione di n. 2 barre inferiori (poste alle estremità del blocco stesso, in adiacenza alla nervatura) e di n. 1 barra superiore (in posizione centrale rispetto al blocco);

In esito alle attività in situ e dal confronto con la documentazione acquisita, si può riassumere che i solai in laterizio armato rilevati siano apparentemente conformati come segue:

Caratteristiche delle coperture in solai in laterizio armato

Copertura del fabbricato	Tipologia specifica	Spessori da progetto [cm]	Spessori rilevati [cm]	Note
3G	gruppo Cirex	12+1.5	12+1.5	
3I	gruppo Cirex	n.d.	12+4	
3L	gruppo Cirex	12+1.5	12+1.5	
3Q	gruppo Cirex	n.d.	12+0*	* apparentemente senza soletta superiore

Nelle distinte delle armature della copertura del fabbricato 3G (schemi 2750 del 12-5-1954) si indica l'impiego di acciaio semiduro (o Aq. 50).

Per quanto concerne invece la qualità del calcestruzzo, dalla documentazione acquisita si è potuto rinvenire un riferimento (cfr. relazione di calcolo elab. 1244 del fabbricato 3G) alla resistenza minima prescritta a 28 giorni, pari ad almeno 225 daN/cm^2.
Questo dato è coerente con le indicazioni delle normative vigenti all'epoca della progettazione e specificamente con il R.D. n. 2229 del 1939, che all'art. 19 prescriveva l'utilizzo di calcestruzzo ad alta resistenza, con carico di rottura cubico di 225 daN/cm^2, qualora l'acciaio previsto fosse di tipo semiduro.

Elementi verticali di supporto in posizione perimetrale

I solai di copertura di tutti i fabbricati esaminati sono sostenuti perimetralmente da pareti continue, realizzate in muratura di mattoni di laterizio forati, disposti su due file, per uno spessore totale di circa 30 cm. Sono altresì visibili diatoni di connessione tra le due fodere murarie, la cui disposizione non appare però sistematica.

Nei sottotetti dei fabbricati 3G, 3I, 3L e 3Q si rileva la presenza di pilastri in c.a. disposti lungo il perimetro e in posizione interna, la cui altezza non si estende fino al solaio di copertura bensì è limitata alla quota di circa 0.85-0.95 m dal piano di calpestio del sottotetto; questi elementi sono pertanto scollegati dai solai di copertura e non assolvono a nessuna evidente funzione statica a livello delle coperture.

Per quanto si è potuto accertare con la campagna d'indagini eseguita, si presume che non ci sia una connessione staticamente solidale tra i solai e le pareti sopra descritte: la cordolatura continua in c.a., che si può osservare in quanto generalmente aggettante il filo della parete, si può infatti verosimilmente ritenere come un semplice elemento ripartitore dei carichi delle coperture sulle pareti, piuttosto che un vincolo alla rotazione del solaio.

Elementi verticali di supporto in posizione interna

In posizione interna sono presenti degli elementi verticali di supporto alla copertura, poiché questa è realizzata su più campate.

Per i fabbricati 3G, 3I, 3L e 3Q, dotati di solai in travetti di laterizio armati, i supporti intermedi sono costituiti da pareti in muratura di mattoni di laterizio forati (del tipo a 6 fori e anche del tipo cosiddetto "*occhialone*", ossia a due fori tondi di grande diametro), per uno spessore di circa 25 cm. Su di esse, il solaio di copertura poggia tramite un cordolo di

ripartizione in c.a., di larghezza variabile (non minore della larghezza della parete di appoggio);

Torrini di copertura corridoi scale G-H e I-H

Sulle coperture dei fabbricati 3G e 3I sono presenti corpi rialzati (o "*torrini*"), che come già accennato hanno la funzione di realizzare una copertura di corpi scale o corridoi di collegamento tra fabbricati contigui. Precisamente, sul corpo 3G risulta un torrino (al di sopra del corridoio scale tra G e H), mentre sul corpo 3I se ne riscontrano due, di cui uno analogo per simmetria a quello del corpo 3G, l'altro (verso il corpo 3Q) a copertura di un vano tecnico. Si vedano al proposito gli elaborati grafici di riferimento.

Tali opere non sono contemplate nella documentazione che è stato possibile acquisire, pertanto le informazioni sono unicamente tratte dai rilievi effettuati. Da un punto di vista strutturale, le coperture dei torrini appaiono realizzate con travetti in c.a. e blocchi di alleggerimento in laterizio, con interasse dei travetti pari a circa 50 cm. Lo spessore delle solette è misurato in 18 cm circa (da cui si presume una stratigrafia di 16 cm di laterizio e 2 cm di caldana), oltre agli strati di impermeabilizzazione superiori.

Non si riscontrano pilastri in c.a. di supporto delle coperture, che sono dunque poggianti sulle pareti in mattoni di laterizio che delimitano questi corpi rialzati.

5. Scelte progettuali e descrizione degli interventi strutturali in progetto

Gli interventi in progetto sviluppano la soluzione indicata nello studio di fattibilità tecnico-economica dell'opera, condivisa con il Committente, consistente nella riqualificazione conservativa delle coperture, attraverso interventi di rinforzo localizzato che verranno illustrati nel seguito, senza comportare modifiche di sagoma o di volume dei manufatti esistenti, né modifiche prospettiche ai fabbricati.

Resta esclusa dalla finalità del presente progetto l'adeguamento o il miglioramento sismico dei fabbricati, come indicato espressamente già nelle fasi preliminari della progettazione.

La tipologia d'intervento prevista in progetto è finalizzata alla messa in sicurezza dei solai in laterizio armato ed è sommariamente costituita dalle seguenti fasi lavorative:

1. Apertura di varchi in copertura, previo puntellamento di sicurezza del solaio, aventi posizione e dimensioni sufficienti a consentire la movimentazione dei materiali previsti, in accordo con le specifiche in ambito della sicurezza cantieri (D.Lgs. 81/08 e smi);
2. Demolizioni localizzate di muricci esistenti in blocchi di laterizio, anche con l'ausilio di tagli netti, per consentire l'installazione degli elementi strutturali previsti;
3. Spostamento dei tratti impiantistici eventualmente interferenti con le lavorazioni previste;
4. Realizzazione di un sistema strutturale, formato da piastre e profili in acciaio zincati a caldo, da applicarsi alla sommità dei pilastri esistenti per mezzo di barre d'acciaio e getti di riempimento con malte cementizie fibrorinforzate, atto ad estendere i pilastri stessi e consentire la messa in opera degli elementi di sostegno successivamente descritti, con possibilità di regolarne la quota finale di posa;
5. Installazione di reticolare in acciaio sulla campata più lunga, con elementi zincati a caldo, in unione bullonata per favorire la realizzazione in officina di kit di montaggio, al fine di agevolare la messa in opera definitiva;
6. Installazione di profilo metallico d'acciaio sulla campata più corta, zincato a caldo;
7. Posa a secco di lamiera grecata d'acciaio zincato, tipo liscio, in aderenza all'intradosso del solaio esistente, avente altezza e interasse delle nervature idonei a garantire la portata dell'intero pacchetto di copertura soprastante (pesi permanenti del solaio e sovrastruttura, azioni variabili della neve), supportata dagli elementi in acciaio descritti ai precedenti punti;

I dettagli degli interventi e i particolari costruttivi sono riportati nelle tavole grafiche; nel seguito verranno illustrati i risultati del dimensionamento e verifica degli interventi proposti.

6. Combinazioni, criteri e metodi di analisi e verifica

In ottemperanza al §8.3 del D.M. 17/01/2018 (in seguito abbreviato come "NTC"), trattandosi di interventi su fabbricati esistenti in classe d'uso III, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi è stata condotta unicamente nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU).

Combinazione delle azioni

Per la verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU): $\sum \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$

Per i coefficienti di combinazione ψ è stata adottata l'analogia con gli ambienti "coperture accessibili per la sola manutenzione" di cui alla cat. H della tab. 2.5.I delle NTC.

I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni, nella combinazione STR (A1), sono derivati dalla tabella 2.6.I delle NTC e sono pari a:

γ_{G1} = 1.3
γ_{G2} = 1.5
γ_{Q} = 1.5

La verifica del fabbricato in oggetto è stata condotta in ottemperanza alle prescrizioni della vigente normativa di settore (NTC), sulla base della conoscenza della struttura e dei materiali derivante dagli studi condotti per la valutazione della sicurezza statica, ai quali si rimanda per maggiori specificazioni e commenti sulla procedura seguita.

L'analisi strutturale viene condotta in campo lineare e considerando il materiale perfettamente elastico.

Dal momento che i rinforzi sono prevalentemente costituiti da elementi singoli, per la loro analisi si è ricorso agli schemi ordinari della scienza delle costruzioni; per i casi di carico non appartenenti agli schemi statici più comuni si è utilizzato il software "telai piani" di Faraggiana, Algostino, Sassi Perino - Scienza delle Costruzioni 1998, UTET.

La risoluzione delle reticolari è stata invece affrontata mediante la modellazione delle stesse con un programma ad elementi finiti, al fine di valutare le sollecitazioni derivanti dall'applicazione di azioni su un insieme di elementi interconnessi. Nello specifico, la modellazione generale è stata realizzata con il software denominato "SAP2000" versione 19, prodotto dalla Computers and Structures Inc., California (USA) e distribuito in Italia dalla CSI Italia S.r.l. di Pordenone.

6.1. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Non dovendosi considerare le azioni di tipo sismico, la definizione dei parametri relativi alla vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento può essere trascurata.

6.2. Livelli di conoscenza (LC)

Come già descritto nella relazione sulla valutazione della sicurezza statica delle opere in esame, il livello delle informazioni acquisite e della conoscenza che viene assunta nelle verifiche sono riepilogati come segue:

Livelli di conoscenza assunti (secondo tab. C8A.1.2 Circolare n. 617/2009)

Copertura del fabbricato	Geometria	Dettagli costruttivi strutturali	Proprietà dei materiali (calcestruzzo)	Proprietà dei materiali (acciaio da c.a.)	Livello di conoscenza assunto
3G	DIS+RVC	DNC	MSP	MSP	**LC2**
3I	DIS+RVC + (b) + (c)	DNC + (b) + (c)	MVE	MSP	**LC1**
3L	DIS+RVC	DNC	MSP	MSP	**LC2**
3Q	DIS+RVC + (b) + (c)	DNC + (b)	MVE	MSP	**LC1**

Chiave di lettura:

DIS: disegni di carpenteria originali
RVC: rilievo visivo a campione

DNC: disegni costruttivi incompleti

MVE: valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca
MSP: specifiche originali di progetto

Note:
(b) Non disponibilità documentazione progettuale sul portale di sostegno in acciaio
(c) Non disponibilità documentazione progettuale del livello copertura

6.3. Caratteristiche dei materiali

Materiali esistenti

Si richiamano i dati utilizzati nelle verifiche sulla sicurezza statica delle coperture, anche se, secondo l'approccio progettuale utilizzato, che non prevede la collaborazione delle strutture di copertura esistenti nei fabbricati 3G-3I-3L e 3Q, i dati sui materiali esistenti non vengono di fatto utilizzati ai fini progettuali.

Calcestruzzo

Per quanto concerne il calcestruzzo, vista la tipologia degli elementi strutturali di copertura non si è proceduto all'esecuzione di prove conoscitive, non potendosi effettuare carotaggi su tali elementi. D'altra parte, è stato dimostrato analiticamente, nella relazione sulla verifica della sicurezza statica, come la resistenza flessionale degli elementi delle coperture analizzati sia poco sensibile alle variazioni di resistenza a compressione del calcestruzzo.

Per quanto sopra esposto, come dati di partenza per il calcestruzzo si utilizzeranno i valori delle classi discretizzate.

Classe di resistenza da indicazioni di progetto: R_{ck} = 22.5 N/mm^2 (in conformità a R.D. 1939)

Valore medio della resistenza cilindrica: $f_{cm} = (R_{ck}*0.83) + 8 = 26.67$ N/mm^2

Valore minimo della resistenza cilindrica $f_{c,min} = f_{cm}*0.85 = 22.67$ N/mm^2

Acciaio

Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura, essendo note dai disegni esecutivi dell'epoca le classi dello stesso (Aq. 50 per i solai), si sono utilizzati i dati bibliografici di resistenza a snervamento proposti nello studio "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980", di Verderame-Ricci-Esposito-Sansiviero, Università di Napoli Federico II – atti del convegno AICAP 2011.

Nel caso specifico, attraverso l'applicativo STIL v.1.0 degli stessi autori, si sono selezionati i dati relativi agli anni 1954-58, ottenendo:

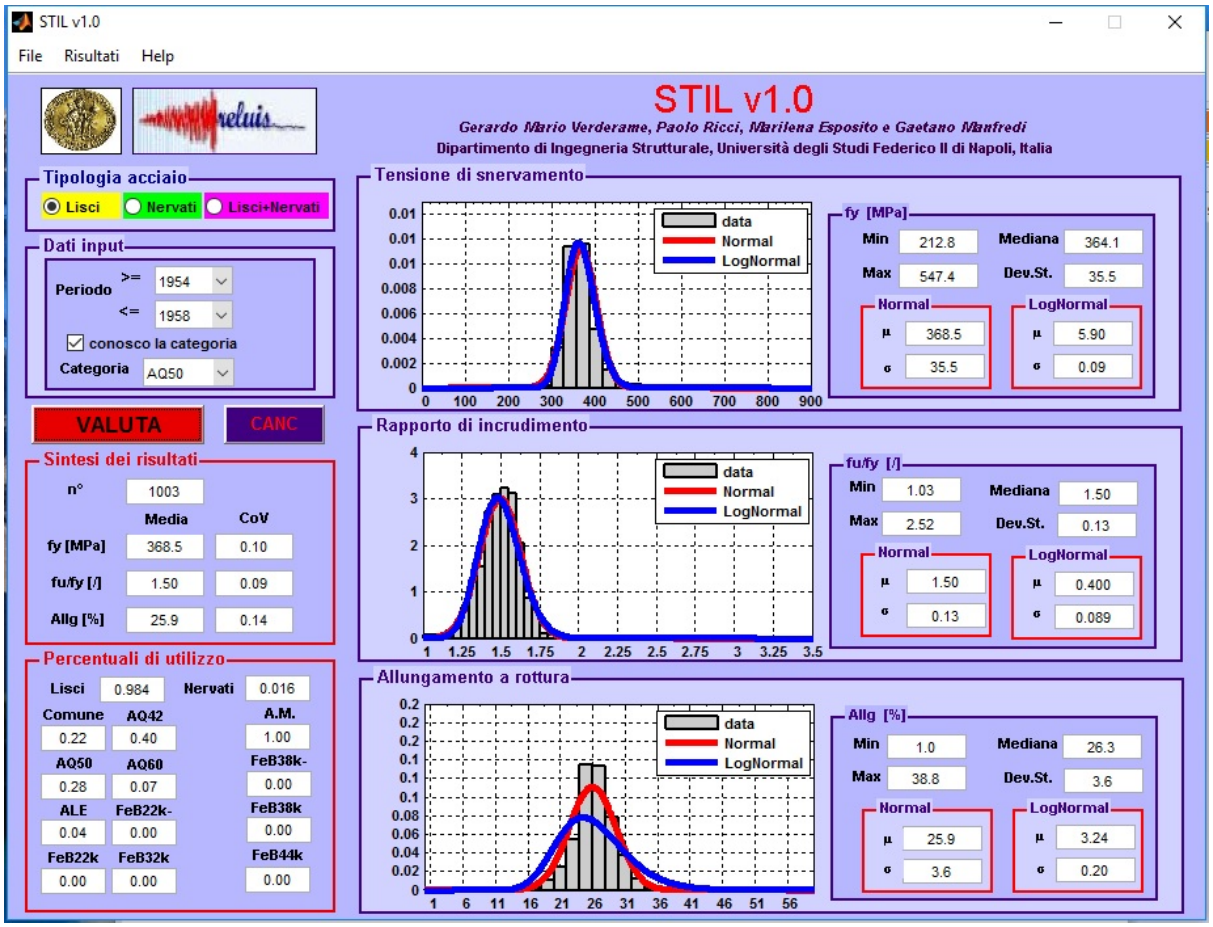
Acciaio di classe semiduro (o Aq.50 secondo circolare LL.PP. 1957)

Distribuzione Normale

Valore mediano f_y = 368.5 N/mm^2

Deviazione standard = 35.5 N/mm^2

Si adotta prudenzialmente f_{ym} = 368.5 – 35.5 = 333 N/mm^2, arrotondato per difetto a 330 N/mm^2, che rappresenta la resistenza minima di circa il 68% dei campioni.



Le caratteristiche dei materiali che sono state utilizzate per la verifica delle strutture esistenti sono divise per il fattore di confidenza FC e, dove previsto, anche per i coefficienti parziali di sicurezza sulla resistenza, come indicato dal cap. 8 delle NTC e Circolare n. 617/2009.

In sintesi, i valori posti alla base delle verifiche per gli elementi esistenti sono riportati nelle seguenti tabelle:

CALCESTRUZZO TRAVI e TRAVETTI		
Resistenza media a compressione cubica	N/mm^2	27.31
Resistenza media cilindrica $f_{cm,min}$	N/mm^2	**22.67**
Modulo elastico normale (Ecm)	N/mm^2	29789
Modulo elastico normale di verifica (Ecm/FC)	N/mm^2	24824
Modulo elastico tangenziale (Gcm)	N/mm^2	12952
Modulo elastico tangenziale di verifica (Gcm/FC)	N/mm^2	10793
Coefficiente di Poisson ν	-	0.15
Peso specifico calcestruzzo armato γ	kN/m^3	25
$f_{cd,FC,\ duttile}$	N/mm^2	**18.89**
$f_{cd,FC,\ fragile}$	N/mm^2	**12.59**

ACCIAIO (in barre lisce)		
Classe		**Semiduro o Aq.50**
Tensione media a snervamento f_{ym}	N/mm^2	**330**
Modulo elastico normale di verifica (Esm/FC)	N/mm^2	175000
Modulo elastico tangenziale di verifica (Gsm/FC)	N/mm^2	76087
$f_{yd,FC,\ duttile}$	N/mm^2	**275**
$f_{yd,FC,\ fragile}$	N/mm^2	**239**

Materiali nuove opere

Le caratteristiche dei materiali di nuovo impiego per gli interventi in progetto dovranno rispettare le prescrizioni delle NTC e garantire le seguenti caratteristiche minime:

Acciaio da carpenteria:

Gli elementi in acciaio saranno eseguiti con acciaio tipo S355, secondo quanto specificato nelle tavole grafiche, di cui i seguenti dati:

Tipo: **S355JR** saldabile
Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540\ N/mm^2$
Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 355\ N/mm^2$
Modulo di elasticità normale medio $E_{sm} = 210000\ N/mm^2$
Modulo di elasticità tangenziale medio $G_{sm} = 80769\ N/mm^2$

Acciaio per lamiere grecate:

Le lamiere grecate dovranno essere formate da materiale base avente le seguenti caratteristiche:

Tipo: **S320GD+Z**	
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 390$ N/mm^2
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 320$ N/mm^2
Modulo di elasticità normale medio	$E_{sm} = 210000$ N/mm^2
Modulo di elasticità tangenziale medio	$G_{sm} = 80769$ N/mm^2

Collegamenti bullonati:

Classe bullone tipo (UNI 898:2013):	8.8
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tb} \geq 800$ N/mm^2
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yb} \geq 640$ N/mm^2

Malta per la costruzione di capitelli sui pilastri esistenti:

Il getto di riempimento dei capitelli in acciaio sui pilastri esistenti dovrà possedere requisiti di resistenza minima R3 secondo UNI EN 1504 parte 3 e conforme ai principi generali della parte 9, secondo la destinazione d'uso.

Tutti i materiali di impiego strutturale dovranno essere sottoposti alle procedure di identificazione, qualificazione ed accettazione previste dalle vigenti NTC.

6.4. Azioni

Le tabelle seguenti riassumono i valori delle azioni utilizzate nelle analisi:

Fabbricato 3G: solaio copertura

Tipo	Solaio di copertura in laterizio armato		
$G_{k,1}$	**1.55**	kN/m^2	(perm.proprio solaio **12+1.5 = 13.5** cm)
$G_{k,2}$	**1.61**	kN/m^2	(perm.portati **STRAT_G**)
$q_{k,1}$	**1.24**	kN/m^2	(neve)
	4.40	**kN/m^2**	

Fabbricato 3I: solaio copertura

Tipo	Solaio di copertura in laterizio armato		
$G_{k,1}$	**2.10**	kN/m^2	(perm.proprio solaio **12+4 = 16** cm)
$G_{k,2}$	**1.36**	kN/m^2	(perm.portati **STRAT_2**)
$q_{k,1}$	**1.24**	kN/m^2	(neve)
	4.70	**kN/m^2**	

Fabbricato 3L: solaio copertura (porzioni senza campo fotovoltaico)

Tipo	Solaio di copertura in laterizio armato		
$G_{k,1}$	**1.55**	kN/m^2	(perm.proprio solaio **12+1.5 = 13.5** cm)
$G_{k,2}$	**1.61**	kN/m^2	(perm.portati **STRAT_G**)
$q_{k,1}$	**1.24**	kN/m^2	(neve)
	4.40	**kN/m^2**	

*Fabbricato 3L: solaio copertura (porzioni **con campo fotovoltaico**)*

Tipo	Solaio di copertura in laterizio armato		
$G_{k,1}$	**1.55**	kN/m^2	(perm.proprio solaio **12+1.5 = 13.5** cm)
$G_{k,2}$	**1.61**	kN/m^2	(perm.portati **STRAT_G**)
$G_{k,3}$	**0.43**	kN/m^2	(perm.portati **impianto F.V.**)
$q_{k,1}$	**1.24**	kN/m^2	(neve)
	4.83	**kN/m^2**	

Fabbricato 3Q: solaio copertura

Tipo	Solaio di copertura in laterizio armato		
$G_{k,1}$	**1.22**	kN/m^2	(perm.proprio solaio **12+0 = 12** cm)
$G_{k,2}$	**1.36**	kN/m^2	(perm.portati **STRAT_2**)
$q_{k,1}$	**1.24**	kN/m^2	(neve)
	3.82	**kN/m^2**	

In cui le composizioni stratigrafiche utilizzate sono:

Stratigrafia **STRAT_G**

1	**0.45**	kN/m^2	(pietrisco bitumato)
2	**1.00**	kN/m^2	(massetto pendenziato - da relazione di calcolo)
3	**0.16**	kN/m^2	(n. 4 strati guaina impermeabile)
	1.61	**kN/m^2**	

Stratigrafia **STRAT_2**

1	**1.20**	kN/m^2	(**12** cm in media di calcestruzzo e pomice)
2	**0.16**	kN/m^2	(n. 4 strati guaina impermeabile)
	1.36	**kN/m^2**	

Nota: i pesi propri dei solai tipo Cirex sono ricavati dai valori tabellari presentati nella documentazione dell'epoca consultata, eventualmente interpolati nei casi di diverso spessore della caldana:

Caratteristiche del solaio CIREX 25

ALTEZZA	LATERIZIO			TRAVETTO				SOLAIO LEGGERO			SOLAIO CAPPA				
	Larghezza	Lunghezza	Peso	Elementi	Malta	PESO per ml.	PESO per mq. di solaio	CALCESTR. NERV. Volume	CALCESTR. NERV. Peso	Peso Totale	Spessore Cappa	Altezza Solaio	CALCESTR. NERV. Volume	CALCESTR. NERV. Peso	Peso Totale
cm.	cm.	cm.	kg./mq.	n°/ml.	l./ml.	kg./ml.	kg./mq.	mc./mq.	kg./mq.	kg./mq.	cm.	cm.	mc./mq.	kg./mq.	kg./mq.
12,5	25	30	58	3,33	2,00	18,60	74	0,021	48	122	3	15,5	0,051	115	189
16,5	25	30	68	3,33	2,00	21,30	84	0,028	64	148	3	19,5	0,058	131	215
20,5	25	30	84	3,33	2,00	25,00	100	0,033	76	176	3	23,5	0,063	143	243

Carico vento:

Poiché la verifica riguarda i soli elementi di copertura, l'azione del vento non viene tenuta in considerazione.

Carico neve sulle coperture:

a_s	**249**	m
q_{sk}	1.55	kN/m^2
C_e	**1**	
C_t	**1**	
μ_1	**0.8**	
$\mathbf{q_s}$	**1.24**	kN/m^2

Verifica accumuli in corrispondenza delle sporgenze

Come riportato nel par. C3.4.5.7.1 della Circolare n. 617/2009, la presenza di parapetti di bordo su coperture piane può dar luogo ad accumuli di neve nelle zone di "ombra aerodinamica". In tal caso, i coefficienti di forma valgono:

$\mu_1 = 0.8$

$\mu_2 = \gamma h/q_{sk}$

Nel caso di specie, assumendo nei calcoli un'altezza di parapetto non superiore a 60 cm (secondo sezioni esecutive acquisite), si ottiene dalle formulazioni di sopra:

$\mu_2 = 2*0.6/1.55 = 0.774 < \mu_1$

Quindi secondo Normativa, l'utilizzo del coefficiente μ_1 pari a 0.8 tiene implicitamente già in conto l'effetto degli eventuali accumuli.

Verifica del carico neve in presenza di costruzioni vicine più alte

Data la disposizione planimetrica dei fabbricati, si valuta anche l'eventuale incremento del carico neve dovuto alla presenza di fabbricati vicini più alti (ad es. copertura H su coperture G, I).

Secondo la formulazione del par. C3.4.5.6 della suddetta Circolare, in assenza di vento si considera il coefficiente $\mu_1 = 0.8$. In presenza di vento, si considera invece l'incremento dato da μ_2, che vale:

$\mu_2 = \mu_S + \mu_W = 0 + \gamma h/q_{sk} = 0.774 < \mu_1$

Anche in questa condizione quindi, l'utilizzo del coefficiente μ_1 pari a 0.8 tiene implicitamente in conto l'effetto degli eventuali accumuli per scivolamento di neve dalle coperture superiori.

7. Valutazione della sicurezza statica in fase pre-intervento

Si riporta una tabella di sintesi dei risultati ottenuti nell'ambito della valutazione della sicurezza statica delle coperture, alla quale si rimanda per ogni riferimento e/o approfondimento.

Esito valutazione sicurezza allo stato di fatto (cfr. relazione RV-1)

Copertura del fabbricato	Travetti in c.a.	Travi in c.a.	Laterizio armato
3G	n.a.	n.a.	**Non idonee**
3I	n.a.	n.a.	**Non idonee**
3L	n.a.	n.a.	**Non idonee**
3Q	n.a.	n.a.	**Non idonee**

8. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni comuni 3G-3I-3L-3Q

Si illustrano nel seguito le verifiche condotte per gli elementi nella configurazione più ricorrente, valida per tutti i fabbricati. In un successivo capitolo, vengono invece esplicitate le verifiche di elementi specifici di ciascun fabbricato.

Verifica delle travi in acciaio di sostegno della lamiera

Profilo HEA 160

Si riporta la verifica della resistenza a flessione e a taglio del profilo metallico previsto per il sostegno della lamiera grecata, nella campata più corta.

Profilo tipo HEA 160 S355
sezione classe 1
A = 38.77 cm^2
P = 30.44 daN/m
W_{pl} = 243.5 cm^3
J_x = 1673 cm^4
A_v = 13.20 cm^2

Si adotta uno schema statico di trave a campata singola su appoggi, con luce di calcolo pari a 3.85 m, corrispondente alla misura maggiore sui quattro corpi di fabbrica considerati. L'interasse tra i supporti consecutivi, coincidente con la fascia di solaio caricata, è pari a 4.00 m.

Carichi:
Peso proprio profilo di supporto = 0.304 kN/m
Peso proprio piatto superiore di appoggio lamiera = (0.26*0.006)*78.5 = 0.122 kN/m
Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2

Azioni dal solaio:
Si adottano, in sede di dimensionamento, le azioni della copertura del fabbricato 3I, in quanto caratterizzate dai valori più alti, secondo le analisi richiamate in precedenza.
w_{slu} (3I) = 2.10*1.3 +1.36*1.5+1.24*1.5 = 6.63 kN/m^2

Da cui deriva il seguente carico uniformemente distribuito:

q_{slu} (supporto centrale) = 6.63*4 + 0.107*4*1.3 + (0.304+0.122)*1.3 = 27.63 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU} = 1/8 * q_{slu} * L^2 = 51.19$ kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05 = 82.33$ kNm > 51.19

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU} = 1/2 * q_{slu} * L = 53.19$ kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU} = (1320 \times 355) / (1.73 \times 1.05) = 257.96$ kN > 53.19

La verifica a taglio è soddisfatta.

Nonostante i profili siano vincolati superiormente dalla lamiera grecata, a favore di sicurezza si effettua comunque la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	243.5	cm3	HEA160
	243500	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.972		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	92149526	Nmm	
lambda,LT	0.9685		
teta,LT	1.0997		

csi,LT	0.6351		
csi,LT	**0.6351**		**valore di riferimento**

Mb,Rd	52282545	Nmm
	52.28	kNm

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 615.6 cm^4

I_t = 12.19 cm^4

I_W= 31410 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 4000 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 75 mm

Si verifica che $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.98 < 1

La verifica è soddisfatta; la presenza del vincolo superiore, costituito dalla lamiera grecata, consente peraltro di incrementare il fattore di sicurezza sopra espresso.

Si espone anche la verifica effettuata secondo CNR 10011-88, con il metodo dell'ala isolata (par. 7.3.2.2.2) e con l'approccio alle tensioni ammissibili, a comprova del risultato ottenuto.

λ = L / i_z = 4000 / (160 √12) = 7.22

ω = 1 (prospetto 7-IVc CNR).

N_{eq} = σ_{amm} * A_f / ω = 190 * (160*9) / 1 = 273600 N

M_{eq} = N_{eq} * d = 273600 * (152-9) = 39124800 Nmm (= 39.12 kNm)

Con la combinazione rara, compatibile con l'approccio alle tensioni ammissibili sopra esposto, il momento sollecitante equivale a:

M = (4.70*4 + 0.107*4 + (0.304+0.122)) * 3.85^2 / 8 = 36.41 kNm < 39.12 verificata

Verifica della reticolare in acciaio di sostegno della lamiera

Per il calcolo delle sollecitazioni sulla reticolare si è fatto ricorso ad un modello ad elementi finiti, i cui parametri di input e relativi risultati sono riportati nell'Appendice 1.

Nel seguito si illustrano le principali verifiche condotte sugli elementi costituenti la reticolare e sui collegamenti.

Profilo superiore:	HEA160 S355
Diagonali:	doppio L80x80x8mm S355
Montanti:	doppio L80x80x8mm S355
Corrente inferiore:	doppio L80x80x8mm S355

Profilo tipo L80x80x8mm S355

sezione classe 2

A = 12.30 cm^2

P = 9.63 daN/m

Le caratteristiche del profilo HEA160 sono già state riportate in precedenza.

Per l'elemento superiore è stato scelto il medesimo profilo utilizzato per la campata corta, per assicurare la maggiore uniformità possibile con i supporti delle campate adiacenti, considerata la particolare tipologia d'installazione negli ambienti a ridotta altezza utile.

I profili angolari invece sono stati scelti anche con riguardo alla massività minima per la quale ne risulta certificabile la resistenza al fuoco con requisito minimo R60, nei casi in cui necessita, mediante l'applicazione di vernici intumescenti.

I vincoli nodali sono stati modellati sia come incastro sia come cerniera (utilizzando due versioni dello stesso modello geometrico); di fatto, la trave superiore è sollecitata a flessione e taglio, mentre gli elementi di sostegno (diagonali, montanti e corrente inferiore)

lo sono prevalentemente a sforzo normale. I valori sotto riportati, utilizzati per le verifiche, rappresentano comunque un inviluppo delle due condizioni di vincolo teorico.

<u>Trave superiore:</u>

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU}$ = 24.35 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05$ = 82.33 kNm > 24.35

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU}$ = 50.44 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU}$ = (1320 x 355) / (1.73 x 1.05) = 257.96 kN > 50.44

La verifica a taglio è soddisfatta.

Come fatto in precedenza, si effettua anche in questo caso la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	243.5	cm3	HEA160
	243500	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.987		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	48714068	Nmm	
lambda,LT	1.3321		
teta,LT	1.5797		

csi,LT	0.4172		
csi,LT	**0.4172**		**valore di riferimento**

Mb,Rd	34342736	Nmm
	34.34	kNm

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 615.6 cm^4

I_t = 12.19 cm^4

I_W= 31410 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 7450 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 75 mm

Si verifica che $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.71 < 1

La verifica è soddisfatta; la presenza del vincolo superiore, costituito dalla lamiera grecata, consente peraltro di incrementare il fattore di sicurezza sopra espresso.

<u>Diagonale:</u>

Trazione massima di calcolo: $N_{sd,max,SLU}$ = 171.68 kN

A_{tot} = 2A = 2*12.30 = 24.60 cm^2

Trazione resistente della sezione lorda: $N_{pl,Rd}$ = (A_{tot} x f_{yk}) / 1.05 = 831.71 kN > 171.68

Trazione resistente della sezione netta: $N_{u,Rd}$ = 0.9A_{net} x f_{tk} / 1.25 = 503.80 kN > 171.68

dove A_{net} = A_{tot} – (4*2)*(1.7*0.8) = 24.60 – 10.88 = 13.72 cm^2, essendo previsto un collegamento con n. 4 bulloni M16 cl. 8.8.

La verifica a trazione è soddisfatta.

Corrente inferiore:

Trazione massima di calcolo: $N_{sd,max,SLU}$ = 146.26 kN

Trazione resistente della sezione lorda: $N_{pl,Rd} = A_{tot} \times f_{yk} / 1.05$ = 831.71 kN > 146.26

Trazione resistente della sezione netta: $N_{u,Rd} = 0.9A_{net} \times f_{tk} / 1.25$ = 503.80 kN > 146.26

La verifica a trazione è soddisfatta.

Montante:

Compressione massima di calcolo: $|N_{sd,max,SLU}|$ = 88.95 kN

Compressione resistente: $N_{c,Rd,SLU} = (A_{tot} \times f_{yk}) / 1.05$ = 831.71 kN > 88.95

La verifica a compressione è soddisfatta.

La verifica nei confronti della stabilità dell'asta compressa viene condotta come per un'asta semplice, poiché gli interassi delle imbottiture soddisfano i requisiti di cui al par. C4.2.4.1.3.1.5 della Circolare n. 617/2009:

Asta composta di tipo (3)

i_{min} = 2.43 cm

Spaziatura max: $15*i_{min} = 15*2.43$ = 36.45 cm

Si prevede una spaziatura di 30.67 cm < 36.45.

$N_{CR} = \pi^2 * EJ / l_0^2$ = 3184592 N

dove $l_0 = l/1$ = 920 mm

J = 2*722500 = 1445000 mm^4

Si verifica che $|N_{sd,max,SLU}|$ = 88.95 kN < 0.04 N_{CR} (= 127.38 kN), pertanto ai sensi del par. 4.2.4.1.3.1 gli effetti dovuti all'instabilità in compressione possono essere trascurati.

Verifica collegamenti

Verifica del nodo di collegamento tra diagonale e trave superiore

Il collegamento è effettuato tramite n. 4 bulloni M16 di classe 8.8 (secondo UNI 898-1:2013), su fazzoletto di spessore 12mm, come meglio illustrato nelle tavole grafiche.

Nel seguito si riportano i dati utili alla determinazione delle varie resistenze dell'unione, secondo le formule riportate nel cap. 4.2.8.1.1 delle NTC.

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
fub	800	mm2	
d	16	mm	diam.bullone
Anom	201	mm2	
Ares	157	mm2	

d0	17	mm	diam.foro
d2	24	mm	diam.dado
dm	20	mm	diam.giacitura
t	12	mm	spessore piastra

Posizione fori [mm]		
	Minimo	Progetto
e1	20.4	30
e2	20.4	40
p1	37.4	50

Resistenza a taglio del bullone

coeffic.classe	0.6	
Fv,Rd	60.29	kN

Resistenza a rifollamento della piastra

k	2.50	
alfa	0.59	
Fb,Rd	115.20	kN

Verifica a taglio del bullone:

Il taglio agente sul collegamento è pari a:

$V_{sd,max,SLU}$ = 171.68 kN

$F_{V,Ed} = V_{sd,max,SLU} / 4$ = 171.68 / 4 = 42.9 kN < 60.29 verifica soddisfatta

Verifica a rifollamento della lamiera:

$F_{b,Ed} = V_{sd,max,SLU} / 4$ = 171.68 / 4 = 42.9 kN < 115.20 verifica soddisfatta

La stessa verifica vale per il collegamento all'estremità opposta del diagonale, avente medesima geometria.

Si omette la verifica relativa al collegamento tra il corrente inferiore e il fazzoletto, poiché caratterizzato dalla stessa geometria di collegamento ma da una sollecitazione di trazione inferiore.

Verifica della saldatura tra il fazzoletto del diagonale e la trave superiore

La saldatura è prevista a cordone d'angolo continuo, su tutta la lunghezza di contatto tra fazzoletto e ala inferiore della trave, su entrambi i lati. L'altezza di gola prevista è indicata nella seguente tabella e dovrà essere in ogni caso conforme alle indicazioni CNR 10011-88 par. 9.2.9.

Verifica dei cordoni di saldatura

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
t	12	mm	spessore piastra
a	8.48	mm	altezza di gola
l	240	mm	lunghezza cordone
n	2		numero cordoni
beta	0.8		

Il diagonale forma un angolo di circa 31° rispetto al piano orizzontale, quindi la scomposizione della forza di trazione sulle due componenti ortogonali risulta come segue:

$T_{X,sd,max,SLU}$ = T*cos(31°) = 171.68 * 0.857 = 147.13 kN

$T_{Y,sd,max,SLU}$ = T*sen(31°) = 171.68 * 0.515 = 88.41 kN

La tensione tangenziale vale:

$\tau_{//}$ = $T_{X,sd,max,SLU}$ / (2*l*a) = 147130 / (2*240*8.48) = 36.1 N/mm^2

La tensione perpendicolare invece vale:

σ_{perp} = $T_{Y,sd,max,SLU}$ / (2*l*a) = 88410 / (2*240*8.48) = 21.7 N/mm^2

Resistenza al taglio: f_{tk} / ($\sqrt{3}$ * β * γ_{M2}) = 453 N/mm^2

Secondo la condizione di resistenza per sollecitazioni composte (formula 4.2.81 NTC), si ricava che:

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2})]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta\, \gamma_{M2})$$

66.2 N/mm^2 < 453 N/mm^2 verificata

Verifica del nodo di collegamento tra montante e trave superiore

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
fub	800	mm2	
d	16	mm	diam.bullone
Anom	201	mm2	
Ares	157	mm2	

d0	17	mm	diam.foro
d2	24	mm	diam.dado
dm	20	mm	diam.giacitura
t	12	mm	spessore piastra

Posizione fori [mm]		
	Minimo	Progetto
e1	20.4	30
e2	20.4	40
p1	37.4	50

Resistenza a taglio del bullone

coeffic.classe	0.6	
Fv,Rd	60.29	kN

Resistenza a rifollamento della piastra

k	2.50	
alfa	0.59	
Fb,Rd	115.20	kN

Verifica a taglio del bullone:

Il taglio agente sul collegamento è pari a:

$V_{sd,max,SLU}$ = 88.95 kN

$F_{V,Ed} = V_{sd,max,SLU} / 2$ = 88.95 / 2 = 44.5 kN < 60.29 verifica soddisfatta

Verifica a rifollamento della lamiera:

$F_{b,Ed} = V_{sd,max,SLU} / 2$ = 88.95 / 2 = 44.5 kN < 115.20 verifica soddisfatta

Verifica della saldatura tra il fazzoletto del montante e la trave superiore

La saldatura è prevista a cordone d'angolo continuo, su tutta la lunghezza di contatto tra fazzoletto e ala inferiore della trave, su entrambi i lati. L'altezza di gola prevista è indicata

nella seguente tabella e dovrà essere in ogni caso conforme alle indicazioni CNR 10011-88 par. 9.2.9.

Verifica dei cordoni di saldatura

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
t	12	mm	spessore piastra
a	8.48	mm	altezza di gola
l	180	mm	lunghezza cordone
n	2		numero cordoni
beta	0.8		

La forza assiale vale:

$T_{Y,sd,max,SLU} = N_{sd,max,SLU} = 88.95$ kN

La tensione perpendicolare vale:

$\sigma_{perp} = T_{Y,sd,max,SLU} / (2*l*a) = 88950 / (2*180*8.48) = 28.9$ N/mm^2

Resistenza al taglio: $f_{tk} / (\sqrt{3} * \beta * \gamma_{M2}) = 453$ N/mm^2

Secondo la condizione di resistenza per sollecitazioni composte (formula 4.2.81 NTC), si ricava che:

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3 (\tau_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2})]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

28.9 N/mm^2 < 453 N/mm^2 verificata

Verifica del giunto flangiato della trave superiore

Si utilizzano bulloni tipo M16 di classe 8.8. La piastra di collegamento ha spessore pari a 10 mm e dimensioni 160x250 mm.

Nel seguito si riportano i dati utili alla determinazione delle varie resistenze dell'unione, secondo le formule riportate nel cap. 4.2.8.1.1 delle NTC.

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
fub	800	mm2	
d	16	mm	diam.bullone
Anom	201	mm2	

Ares	157	mm2	

d0	17	mm	diam.foro
d2	24	mm	diam.dado
dm	20	mm	diam.giacitura
t	10	mm	spessore piastra

Posizione fori [mm]		
	Minimo	Progetto
e1	20.4	25
e2	20.4	38
p1	37.4	42
p2	40.8	84

Resistenza a trazione del bullone

Ft,Rd	90.43	kN

Resistenza a taglio del bullone

coeffic.classe	0.6	
Fv,Rd	60.29	kN

Resistenza a rifollamento della piastra

k	2.50	
alfa	0.49	
Fb,Rd	80.00	kN

Resistenza a punzonamento della piastra

Bp,Rd	153.81	kN

Si omette la verifica a taglio dell'unione in quanto nella sezione considerata il taglio risulta nullo.

Verifica del momento resistente:

Il momento agente sul collegamento è pari a:

$M_{sd,max,SLU}$ = 22.69 kNm

Il giunto è unito mediante n. 2 file di bulloni M16 classe 8.8 disposti su 4 linee.

Ai fini del calcolo, si ipotizza che il centro di rotazione passi per il baricentro della trave in acciaio collegata, quindi risultano efficaci n. 3 linee di bulloni.

y1 = 42 mm; y2 = 101 mm; y3 = 149 mm;

$y1^2 + y2^2 + y3^2 = 34166\ mm^2$

Considerata la resistenza a trazione del bullone, come sopra calcolata, si ottiene:

$M_{Rd,giunto}$ = 90430*2*34166/149 = 41.47 kNm > 22.69 kNm verificata

La flangia viene collegata alla trave principale in officina, mediante saldatura a completa penetrazione, a ripristino totale della resistenza del profilo; pertanto, non sono necessarie verifiche specifiche.

Verifica della lamiera grecata

E' prevista la messa in opera di una lamiera grecata d'acciaio, con zincatura protettiva, posata a secco, caratterizzata da uno spessore di lamiera e un'altezza delle nervature idonee a raggiungere la portata sotto indicata, necessaria al trasferimento dei carichi permanenti (propri e portati) e variabili attesi della copertura alle strutture di supporto in acciaio.

E' stata condotta una ricerca merceologica al fine di valutare la presenza sul mercato di prodotti aventi i requisiti sopra esposti; ne sono stati individuati alcuni che, sebbene presentino differenze per caratteristiche meccaniche dei materiali, geometria e spessore della lamiera, soddisfano la portata minima richiesta.

Ai fini della presente relazione, si è dunque verificata la compatibilità dei sopracitati prodotti nei confronti delle azioni assunte in progetto, sulla base dei dati tecnici e delle portate dichiarate dai rispettivi produttori e raccolte nell'Appendice 3; in ogni caso, è fatta salva e impregiudicata la facoltà dell'Appaltatore di selezionare altri prodotti, aventi caratteristiche analoghe o superiori, fermo restando il soddisfacimento della portata minima richiesta.

Portata minima richiesta:

$w = 4.70\ kN/m^2$ (combinazione caratteristica)

Equivalente, in combinazione a S.L.U., a:

$w_{SLU} = 2.10*1.3 + 1.36*1.5 + 1.24*1.5 = 6.63\ kN/m^2$ (combinazione S.L.U.)

Ai fini del calcolo, la lamiera è schematizzata in semplice appoggio, con luce coincidente con l'interasse corrente tra le travi in acciaio di nuova installazione, ossia di 4 m circa.

La classe strutturale attribuita è la III, pertinente al caso in cui le lamiere sono usate per trasferire i carichi alle strutture portanti.

Verifica di altri particolari in acciaio

Verifica a flessione del piatto di allargamento dell'ala superiore del profilo HEA/B

Si prevede l'installazione di un piatto in acciaio di spessore 6 mm, avvitato all'ala superiore del profilo HEA/B, avente la funzione di allargare la base d'appoggio della lamiera grecata e consentire l'esecuzione dal basso dei fissaggi delle nervature ai profili in acciaio.

Sebbene la profondità d'appoggio della lamiera sia estesa a parte dell'ala superiore del profilo, a favore di sicurezza si verifica nel seguito la condizione limite in cui solo la parte aggettante del piatto superiore (pari a 5 cm) fornisca appoggio alla lamiera.

Si verifica una striscia di piatto superiore di lunghezza unitaria.
Lunghezza parte aggettante del piatto superiore = 0.05 m
Fascia di solaio caricata = 2.00 m

Carichi:
Peso proprio piatto superiore (parte aggettante 5 cm) = 0.023 kN/m
Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2 (sez. LM1)
Azioni dal solaio:
w_{slu} = 6.63 kN/m^2

Da cui deriva il seguente carico uniformemente distribuito:
q_{slu} = 6.63*2.00 + 0.107*2.00*1.3 + 0.023*1.3 = 13.57 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo vale:
$M_{sd,max,SLU}$ = 1/2* q_{slu} * L^2 = 0.02 kNm
Momento flettente resistente:
$M_{c,Rd,SLU}$ = (W x f_{yk}) / 1.05 = (1000*6^2/6)*355/1.05 = 2.03 kNm >> 0.02
La verifica a flessione è soddisfatta.

Verifica a pressoflessione del montante HEA200

Si procede alla verifica a pressoflessione del montante che sostiene le travi in acciaio su cui viene posata la lamiera grecata. Per l'orientamento adottato in progetto, la flessione avviene sul piano dell'anima del profilo.

Profilo tipo HEA 200 - sezione classe 1

Verifica della resistenza a sforzo normale centrato:

Area influenza max carico: A = [(8.01+4.01) / 2] * 4 = 24 m^2 circa

N_{sd} = 6.63*24 + 0.107*24*1.3 + 0.304*[(8.01+4.01)/2]*1.3 +

0.096*(2*0.92+2*1.82+2*1.84)*1.3 + 0.5*1.3 = 166.62 kN

in cui l'ultimo addendo rappresenta una stima del peso dei fazzoletti, per metà reticolare.

Peso proprio montante: 0.423*0.2*1.3 = 0.11 kN

Sforzo normale max: $N_{sd,max,SLU}$ = 166.73 kN

Resistenza a compressione: $N_{c,Rd,SLU}$ = (A x f_{yk}) / 1.05 = 1820 kN > 166.73 kN

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Verifica della resistenza a pressoflessione retta:

Si può assumere, a favore di sicurezza, che il punto di applicazione dello sforzo normale sia eccentrico rispetto all'asse del montante, di una misura pari a 14 cm circa (corrispondente alla distanza tra l'asse del montante stesso e l'asse passante per la mezzeria della nervatura di irrigidimento della piastra d'appoggio del profilo superiore).

Risulta quindi:

Coppia sollecitante max: $N_{sd,max,SLU}$ = 166.73 kN ;

$M_{sd,max,SLU}$ = 166.73 * 0.14 = 23.34 kNm

Resistenza a pressoflessione retta:

$M_{N,Rd,max,SLU}$ = min {$M_{pl,y,Rd}$ x (1-n) / (1-0.5 a); $M_{pl,y,Rd}$} =

= min {151.35; 145.21} = 145.21 kNm >> 23.34 kNm

con n = 0.092 e a = 0.257

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Ulteriori verifiche

Verifica resistenza pilastro tipo in c.a.

Dal momento che gli interventi in progetto non comportano un incremento apprezzabile dei carichi, si ritiene che l'ossatura portante del fabbricato non subisca alterazioni di sollecitazione.

In ogni caso, si esplicita la verifica di resistenza dei pilastri esistenti emergenti a livello del sottotetto, soggetti a compressione.

Si verifica un pilastro in posizione centrale, dove l'area di solaio di pertinenza è maggiore.

$A = 6*4 = 24\ m^2$

$N_{sd} = 6.63*24 + 0.107*24*1.3 + 0.304*6*1.3 + 1.5*1.3 = 166.78$ kN

in cui il peso degli elementi di sommità sul pilastro è stato stimato in circa 150 daN.

La resistenza a compressione del pilastro esistente si può valutare in accordo con la formula C4.1.2.1.2.4 della Circolare n. 617/2009, ottenendo:

$N_{Rd} = 0.8*A_c*f_{cd} = 0.8*(400*400)*18.89 = 2417.92$ kN >> 166.78

9. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni specifiche 3G

Si illustrano le verifiche di elementi specifici relativi al fabbricato indicato.

Verifica delle travi in acciaio di sostegno della lamiera

Profilo HEA 160 tra i pilastri P10 e P11

Si riporta la verifica della resistenza a flessione e a taglio del profilo metallico previsto per il sostegno della lamiera grecata, nella posizione indicata.

Profilo tipo HEA 160 S355

Luce di calcolo = 5.70 m

Fascia di solaio caricata = 2.00 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto = 0.304 kN/m

Peso proprio piatto superiore di appoggio lamiera = (0.21*0.006)*78.5 = 0.099 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2

Azioni dal solaio:

w_{slu} = 1.55*1.3 +1.61*1.5+1.24*1.5 = 6.29 kN/m^2

Da cui deriva il seguente carico uniformemente distribuito:

q_{slu} (supporto terminale) = 6.29*2 + 0.107*2*1.3 + (0.304+0.099)*1.3 = 13.38 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU} = 1/8 * q_{slu} * L^2$ = 54.34 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05$ = 82.33 kNm > 54.34

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU} = 1/2 * q_{slu} * L$ = 38.13 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU}$ = (1320 x 355) / (1.73 x 1.05) = 257.96 kN > 38.13

La verifica a taglio è soddisfatta.

Nonostante i profili siano vincolati superiormente dalla lamiera grecata, a favore di sicurezza si effettua comunque la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	243.5	cm3	HEA160
	243500	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.978		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	63418469	Nmm	
lambda,LT	1.1675		
teta,LT	1.3460		
csi,LT	0.5072		
csi,LT	**0.5072**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	41754267	Nmm	
	41.75	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 615.6 cm^4

I_t = 12.19 cm^4

I_W= 31410 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5700 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 75 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.30 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispone un vincolo laterale ausiliario, a favore di sicurezza, costituito da un profilo HEA120.

In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 2.85 m. Con la procedura sopra illustrata, si ricava:

$M_{B,Rd}$ = 61.94 kNm

$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.88 < 1 verifica soddisfatta

Profilo HEA 160 tra i pilastri P04 e P07

Si riporta la verifica della resistenza a flessione e a taglio del profilo metallico previsto per il sostegno della lamiera grecata, nella posizione indicata.

Profilo tipo HEA 160 S355

Luce di calcolo = 5.46 m

Fascia di solaio caricata = 1.75 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto = 0.304 kN/m

Peso proprio piatto superiore di appoggio lamiera = (0.21*0.006)*78.5 = 0.099 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2

Azioni dal solaio:

w_{slu} = 1.55*1.3 +1.61*1.5+1.24*1.5 = 6.29 kN/m^2

Da cui deriva il seguente carico uniformemente distribuito:

q_{slu} (supporto terminale) = 6.29*1.75 + 0.107*1.75*1.3 + (0.304+0.099)*1.3 = 11.77 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU} = 1/8 * q_{slu} * L^2$ = 43.86 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05$ = 82.33 kNm > 43.86

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU} = 1/2 * q_{slu} * L$ = 32.13 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU}$ = (1320 x 355) / (1.73 x 1.05) = 257.96 kN > 32.13

La verifica a taglio è soddisfatta.

Nonostante i profili siano vincolati superiormente dalla lamiera grecata, a favore di sicurezza si effettua comunque la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	243.5	cm3	HEA160
	243500	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.977		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	66240743	Nmm	
lambda,LT	1.1424		
teta,LT	1.3127		
csi,LT	0.5224		
csi,LT	**0.5224**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	43004772	Nmm	
	43.00	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 615.6 cm^4

I_t = 12.19 cm^4

I_W= 31410 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5460 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 75 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.02 > 1

Vista la sostanziale equivalenza tra il momento flettente sollecitante e quello resistente per instabilità flesso-torsionale, la verifica si ritiene comunque soddisfatta, stante la presenza del vincolo superiore costituito dalla lamiera grecata, non considerato nei calcoli.

Profilo HEB 160 tra i fili B-B e C-C

Si riporta la verifica della resistenza a flessione e a taglio del profilo metallico previsto per il sostegno della lamiera grecata, nella posizione indicata.

Profilo tipo HEB 160 S355

sezione classe 1

A = 54.25 cm^2

P = 42.59 daN/m

W_{pl} = 352.4 cm^3

J_x = 2492 cm^4

A_v = 17.60 cm^2

Luce di calcolo = 5.45 m

Fascia di solaio caricata = 4.00 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto = 0.426 kN/m

Peso proprio piatto superiore di appoggio lamiera = (0.26*0.006)*78.5 = 0.122 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2

Azioni dal solaio:

q_{slu} (supporto centrale) = 6.29*4 + 0.107*4*1.3 + (0.426+0.122)*1.3 = 26.43 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU} = 1/8 * q_{slu} * L^2 = 98.13$ kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05 = 119.14$ kNm > 98.13

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU} = 1/2 * q_{slu} * L = 72.02$ kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU} = (1760 \times 355) / (1.73 \times 1.05) = 343.96$ kN > 72.02

La verifica a taglio è soddisfatta.

Nonostante i profili siano vincolati superiormente dalla lamiera grecata, a favore di sicurezza si effettua comunque la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	352.4	cm3	HEB160
	352400	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.972		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	127137269	Nmm	
lambda,LT	0.9920		
teta,LT	1.1266		
csi,LT	0.6193		
csi,LT	**0.6193**		**valore di riferimento**

Mb,Rd	73791401	Nmm
	73.79	kNm

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 889.2 cm^4

I_t = 31.24 cm^4

I_W= 47943 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5450 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 80 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.33 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispongono due vincoli laterali ausiliari, a favore di sicurezza, costituiti da un profilo HEA120 ciascuno.

In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 2.00 m. Con la procedura sopra illustrata, si ricava:

$M_{B,Rd}$ = 104.29 kNm

$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.94 < 1 verifica soddisfatta

Si omette la verifica del profilo tra i fili A-A, in quanto caratterizzato dalle stesse proprietà meccaniche dei profili sopra illustrati ma con area di carico dimezzata.

Profilo HEA 120 per sostegno lamiera su apertura

Si illustra la verifica dei profili di sostegno del campo di lamiera tra i fili A-A e B-B, nella posizione in cui è prevista una riduzione della campata per effetto della presenza di un attraversamento impiantistico.

Si verifica dapprima il profilo di sostegno della lamiera e poi i profili ad esso perpendicolari, che consentono di riportare i carichi sulle travi principali in acciaio.

Profilo tipo HEA 120 S355

sezione classe 1

A = 25.34 cm^2

P = 19.89 daN/m

W_{pl} = 118.7 cm^3

J_x = 606.2 cm^4

A_v = 8.46 cm^2

Luce di calcolo = 2.18 m

Fascia di solaio caricata = 1.68 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto = 0.199 kN/m

Peso proprio piatto superiore di appoggio lamiera = (0.21*0.006)*78.5 = 0.099 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2

Azioni dal solaio:

w_{slu} = 1.55*1.3 +1.61*1.5+1.24*1.5 = 6.29 kN/m^2

Da cui deriva il seguente carico uniformemente distribuito:

q_{slu} (supporto terminale) = 6.29*1.68 + 0.107*1.68*1.3 + (0.199+0.099)*1.3 = 11.19 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU} = 1/8 * q_{slu} * L^2 = 6.65$ kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05 = 40.13$ kNm > 6.65

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU} = 1/2 * q_{slu} * L = 12.20$ kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU} = (846 \times 355) / (1.73 \times 1.05) = 165.33$ kN > 12.20

La verifica a taglio è soddisfatta.

Si verificano i profili perpendicolari.

Profilo tipo HEA 120 S355

Luce di calcolo = 4.00 m

Fascia di solaio caricata = 0.00 m

Carico concentrato = 12.20 kN

Posizione carico concentrato = 0.65 m circa dall'estremità verso filo A-A

Momento flettente massimo di calcolo:

$M_{sd,max,SLU} = P*(0.65*3.35)/4 + 1/8* (0.199*1.3) * L^2 = 7.16$ kNm

Momento flettente resistente:

$M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05 = 40.13$ kNm > 7.16

La verifica a flessione è soddisfatta.

Visto il valore modesto delle sollecitazioni, si omette la verifica esplicita al taglio.

Profilo montante HEA 200 per supporto trave metallica tra P01 e P02

La trave metallica tipo HEA160 di supporto alla lamiera grecata, nel locale antistante l'ingresso al sottotetto, è sostenuta da un montante in acciaio, con profilo HEA200.

La reazione trasferita dalla trave HEA160 al montante è pari a:

q_{slu} = 6.29*2.00 + 0.107*2.00*1.3 + (0.199+0.099)*1.3 = 13.25 kN/m

R_{SLU} = 13.25 * 3.35 / 2 = 22.19 kN

L'eccentricità tra il baricentro della sezione del montante e l'asse verticale della trave è di circa 5 cm, pertanto il momento che ne deriva equivale a:

$M_{sd,SLU}$ = N * e = 22.19*0.05 = 1.11 kNm

Dato il valore modesto in rapporto al profilo scelto, non si esegue una verifica a pressoflessione retta, ritenendola implicitamente verificata.

Analoghe conclusioni per il profilo di sostegno previsto tra i pilastri P04 e P05.

Profilo angolare per sostegno lamiera su vano scale e corridoio

Profilo tipo L200x100x10mm S355

sezione classe 4

A = 29.24 cm^2

P = 23.00 daN/m

W_{el} = 93.24 cm^3

J_x = 1219 cm^4

Il profilo è fissato alle strutture esistenti in c.a. per mezzo di tasselli in acciaio, con passo 40 cm circa. Si omette quindi la verifica a flessione del profilo e si effettuano verifiche locali.

Verifica a flessione dell'ala superiore, caricata dalla lamiera grecata

Si verifica una striscia di profilo di lunghezza unitaria.

Lunghezza ala superiore = 0.10 m

Fascia di solaio caricata = 1.75 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto = 0.230 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2 (sez. LM1)

Azioni dal solaio:

w_{slu} = 1.55*1.3 +1.61*1.5+1.24*1.5 = 6.29 kN/m^2

Da cui deriva il seguente carico uniformemente distribuito:

q_{slu} = 6.29*1.75 + 0.107*1.75*1.3 + 0.230*1.3 = 11.55 kN/m

Nella sezione di attacco tra le due ali, il momento flettente vale:

Momento flettente massimo di calcolo:

$M_{sd,max,SLU}$ = 1/2* q_{slu} * L^2 = 0.06 kNm

Momento flettente resistente:

$M_{c,Rd,SLU}$ = (W x f_{yk}) / 1.05 = (1000*10^2/6)*355/1.05 = 5.63 kNm >> 0.06

La verifica a flessione è soddisfatta.

Verifica a taglio dei tasselli

Il taglio sollecitante, su una lunghezza unitaria di profilo, vale:

$V_{sd,max,SLU}$ = q_{slu} * 1 = 11.55 kN

Dato il passo dei tasselli, su ciascuno di essi il taglio vale:

Ft = $V_{sd,max,SLU}$ / 2.5 = 4.62 kN

Vengono utilizzati tasselli M12 di classe 8.8, con le seguenti caratteristiche minime:

V_{amm} = 13.9 kN (condizione cautelativa di calcestruzzo fessurato e ridotta profondità di ancoraggio)

Si ricava che F_t < V_{amm} e dunque la verifica è soddisfatta.

I suddetti valori prestazionali sono stati ricavati dai dati tecnici dichiarati da un produttore presente sul mercato (Fischer), fermo restando la possibilità per l'Appaltatore di proporre al Direttore dei Lavori un diverso prodotto, avente caratteristiche equivalenti o superiori.

Verifica di altri particolari in acciaio

Verifica a pressoflessione del montante HEA200 su P10

Si procede alla verifica a pressoflessione del montante posto sul pilastro P10, il quale sostiene due travi in acciaio tra loro perpendicolari ed è soggetto a flessione biassiale.

Profilo tipo HEA 200 - sezione classe 1

Si omette la verifica della resistenza a sforzo normale centrato, in quanto le sollecitazioni sono inferiori a quelle già verificate per il caso tipo (su pilastrata centrale).

Verifica della resistenza a pressoflessione biassiale:
Secondo l'orientamento del profilo previsto in progetto, le reazioni date dalle due travi in acciaio (tra P10 e P11 e tra P10 e P07) sono localizzate su parti opposte rispetto al baricentro del montante e quindi si compensano parzialmente.

A favore di sicurezza, si assume di tralasciare la reazione minore (in modulo), verificando le sollecitazioni dovute alla reazione della trave tra P10 e P11.
Il punto di applicazione della stessa è eccentrico rispetto all'asse del montante, per una misura pari a 27 cm circa in direzione Y (per disassamento della trave) e a 12 cm in direzione X (considerando la mezzeria delle bullonature, vedasi dettagli grafici nei disegni esecutivi).
Risulta quindi:

Coppia sollecitante max: $N_{sd,max,SLU}$ = 38.13 kN;
$M_{y,Ed}$ = 38.13 * 0.27 = 10.29 kNm
$M_{z,Ed}$ = 38.13 * 0.12 = 4.58 kNm

Resistenza a pressoflessione biassiale:
La resistenza massima a compressione è già stata calcolata in precedenza e vale:
Resistenza a compressione: $N_{c,Rd,SLU} = (A \times f_{yk}) / 1.05$ = 1820 kN >> 38.13 kN

Il momento resistente sul piano dell'anima vale:
$M_{Ny,Rd} = \min \{M_{pl,y,Rd} \times (1-n) / (1-0.5\,a); M_{pl,y,Rd}\} =$
$= \min \{163.07; 145.21\} = 145.21$ kNm

Il momento resistente sul piano delle ali vale:

$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 68.90$ kNm

essendo n = 0.021 e a = 0.257

Si ricava quindi che:

$(M_{y,Ed} / M_{Ny,Rd})^2 + (M_{z,Ed} / M_{Nz,Rd})^{5n} = 0.005 + 0.752 = 0.757 < 1$

La verifica è soddisfatta.

Verifica del supporto al profilo angolare del corridoio, tra i pilastri P09 e P11

Il supporto al profilo angolare L200x100x10mm che sostiene la lamiera grecata nel corridoio / scale di collegamento verso il fabbricato H è realizzato con un montante di tipo HEA140, provvisto di mensola in sommità per il collegamento al profilo angolare. Il montante è a sua volta supportato da una trave in profilo HEA160 corrente tra i pilastri P09 e P11 e ad essa vincolata tramite piastre d'estremità. I particolari costruttivi inseriti nelle tavole grafiche illustrano meglio quanto sopra descritto.

Si procede alla verifica del montante HEA140, calcolando innanzitutto la forza trasferita su di esso dal profilo angolare.

Fascia di solaio di competenza del profilo angolare L200x100x10: 1.55/2 = 0.78 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto L200x100x10 = 0.230 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2 (sez. LM1)

Azioni dal solaio:

$w_{slu} = 1.55*1.3 + 1.61*1.5 + 1.24*1.5 = 6.29$ kN/m^2

Da cui deriva il seguente carico uniformemente distribuito sul profilo angolare:

$q_{slu} = 6.29*0.78 + 0.107*0.78*1.3 + 0.230*1.3 = 5.31$ kN/m

La forza trasmessa sul punto di appoggio è pari a:

F = 5.31*1.88/2 = 4.99 kN arrotondato a 5 kN

Si verifica ora il profilo montante, soggetto a pressoflessione retta.

Profilo tipo HEA 140 - sezione classe 1

La verifica della resistenza a sforzo normale centrato viene presentata, nonostante il modesto valore della forza F sopra individuata, per la definizione di parametri utili alla verifica a pressoflessione.

Altezza del montante 0.85 m circa

Peso proprio montante: 0.247*0.85*1.3 = 0.27 kN

Peso proprio mensola in HEA140: 0.247*0.26*1.3 = 0.09 kN

Sforzo normale max: $N_{sd,max,SLU}$ = 5.36 kN

Resistenza a compressione: $N_{c,Rd,SLU}$ = (A x f_{yk}) / 1.05 = 1062 kN >> 5.36 kN

La verifica è ovviamente ampiamente soddisfatta.

Verifica della resistenza a pressoflessione retta:

Il punto di applicazione dello sforzo normale è eccentrico rispetto all'asse del montante, di una misura pari a 20 cm circa. Risulta quindi:

Coppia sollecitante max: $N_{sd,max,SLU}$ = 5.36 kN ;

$M_{sd,max,SLU}$ = 5.36 * 0.20 = 1.07 kNm

Resistenza a pressoflessione retta (flessione nel piano dell'anima):

$M_{N,Rd,max,SLU}$ = min {$M_{pl,y,Rd}$ x (1-n) / (1-0.5 a); $M_{pl,y,Rd}$} =

= min {66.42; 58.66} = 58.66 kNm >> 1.07 kNm

con n = 0.005 e a = 0.242

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Il collegamento tra profilo angolare e mensola/montante avviene tramite unione bullonata, con n. 4 M12 di classe 8.8. Con i dati sopra ricavati, lo sforzo di taglio che compete a ciascun bullone è pari a:

F_t =5/4 = 1.25 kN

Poiché la resistenza a taglio del singolo bullone è pari a 43.39 kN, la verifica è superflua.

Si verifica ancora la resistenza a flessione e a taglio della trave di supporto del montante, prevista in HEA160.

Luce netta = 2.05 m

Peso proprio trave HEA160: 0.304*1.3 = 0.40 kN/m

Carico puntuale applicato: F = 5.36 kN a 0.43 m da un'estremità (lato P11)

Nell'ipotesi di uno schema statico in semplice appoggio (a favore di sicurezza per quanto concerne la flessione), si ricava:

$M_{sd,SLU} = 0.40*2.05^2 / 8 + 5.36*1.62*0.43/2.05 = 2.03$ kNm

Il valore è molto modesto e la verifica viene tralasciata.

Anche la verifica del collegamento della trave ai pilastri esistenti (P09/P11), tramite piastre e contropiastre in acciaio collegate con barre filettate passanti, può essere omessa, visti i valori delle sollecitazioni calcolate.

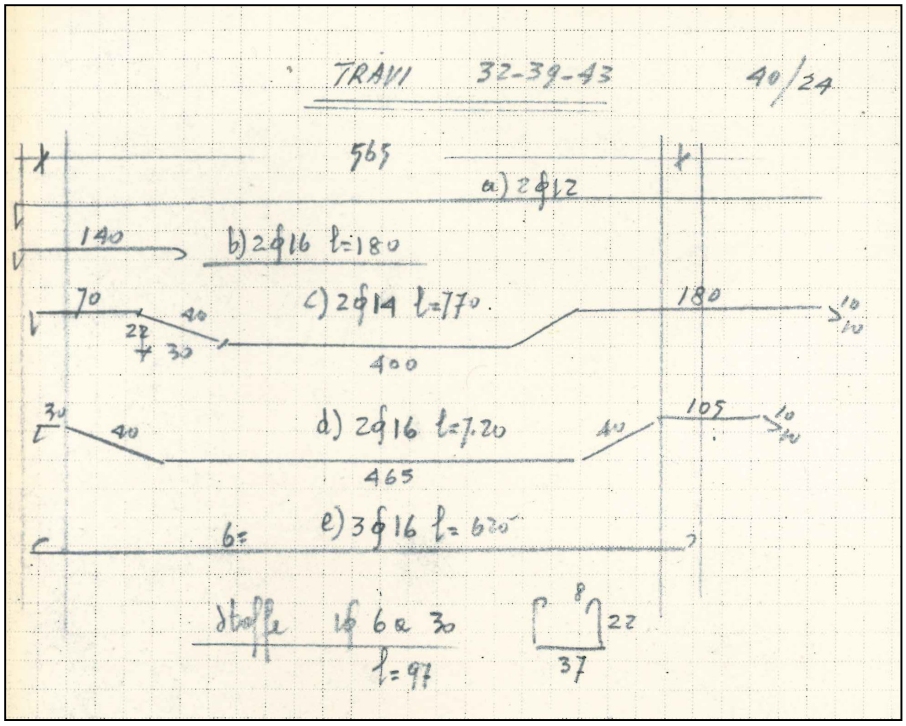
Ulteriori verifiche

Verifica della trave in c.a. tra i pilastri P01 e P02

Nella sezione precedente è stato verificato il montante HEA200 che sostiene la lamiera grecata sull'asse tra i pilastri P01 e P02.

Si esplicita qui la verifica della trave in c.a. che supporta il montante. La verifica è condotta a favore di sicurezza, considerato che allo stato di fatto il carico è già sostenuto dalle travi in c.a. esistenti.

Secondo quanto indicato negli elaborati progettuali acquisiti (rif. Fabbricato B1-B2 distinte 2°3°4°5° solaio dis. 1244 ott. 1953), la trave in esame è individuata come "travi 32-39-43" e ha sezione 40x24 cm ed è armata come segue:



Poiché nel disegno della carpenteria del solaio è riportato invece uno spessore minore, pari a 16+5cm, nelle successive verifiche si adotterà quest'ultimo valore, a favore di sicurezza.

Carichi

I carichi sono costituiti dal peso proprio degli elementi, dal peso permanente portato delle murature di tamponamento e dalla forza concentrata che rappresenta il carico della copertura.

Si ricava:

$w_{muri,SLU}$ = (0.15*11 + 0.15)*1.5*1.5 = 4.05 kN/m

in cui 11 kN/m^3 è il peso della muratura per unità di volume, 0.15 kN/m^2 l'incidenza dei corsi di malta e 1.5 l'altezza dei muri stessi.

Materiali

Per quanto concerne le caratteristiche dei materiali esistenti, si fa riferimento a quanto esposto nella relazione sulla valutazione della sicurezza; nelle seguenti tabelle sono riassunti i dati principali:

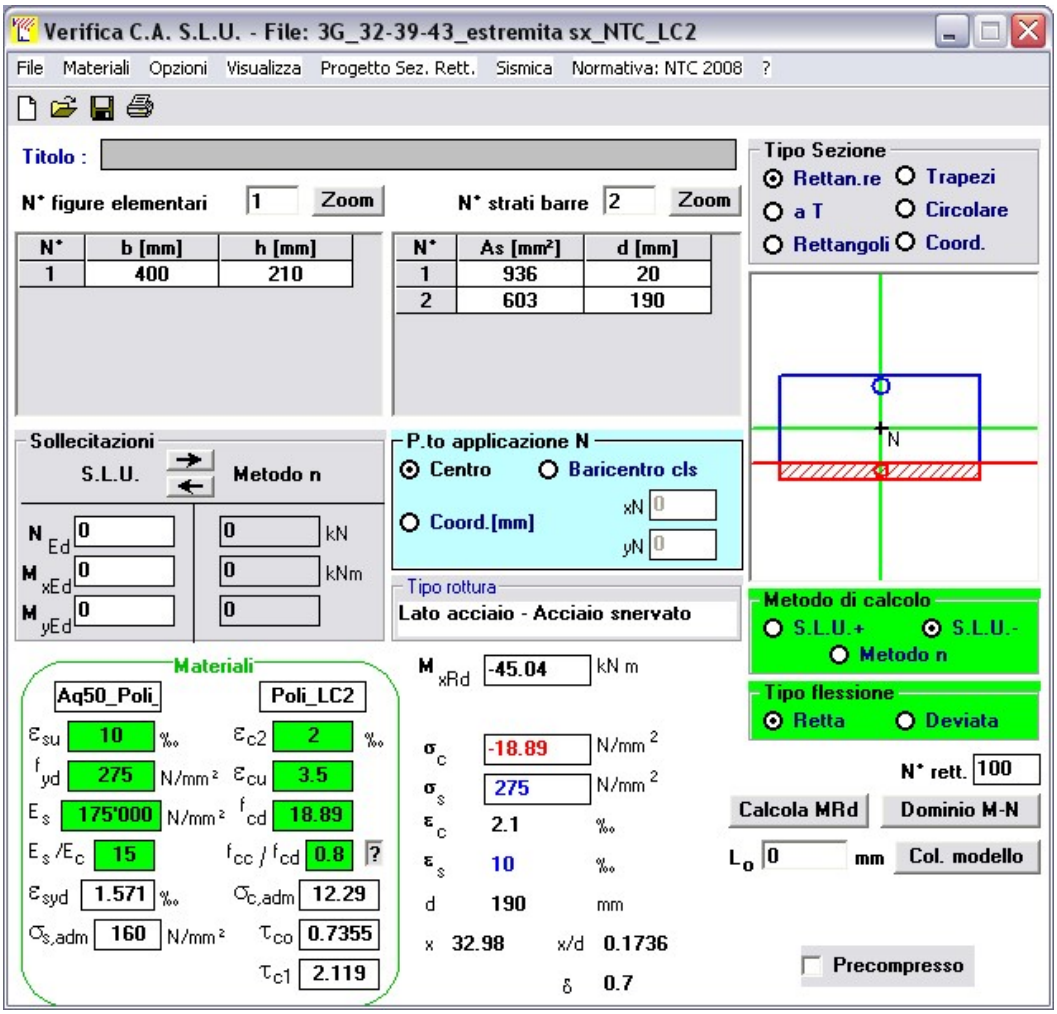
CALCESTRUZZO TRAVI e TRAVETTI		
Resistenza media a compressione cubica	N/mm^2	27.31
Resistenza media cilindrica $f_{cm,min}$	N/mm^2	**22.67**
Modulo elastico normale (Ecm)	N/mm^2	29789
Modulo elastico normale di verifica (Ecm/FC)	N/mm^2	24824
Modulo elastico tangenziale (Gcm)	N/mm^2	12952
Modulo elastico tangenziale di verifica (Gcm/FC)	N/mm^2	10793
Coefficiente di Poisson ν	-	0.15
Peso specifico calcestruzzo armato γ	kN/m^3	25
$f_{cd,FC,\ duttile}$	N/mm^2	**18.89**
$f_{cd,FC,\ fragile}$	N/mm^2	**12.59**

ACCIAIO (in barre lisce)		
Classe		**Semiduro o Aq.50**
Tensione media a snervamento f_{ym}	N/mm^2	**330**
Modulo elastico normale di verifica (Esm/FC)	N/mm^2	175000
Modulo elastico tangenziale di verifica (Gsm/FC)	N/mm^2	76087
$f_{yd,FC,\ duttile}$	N/mm^2	**275**
$f_{yd,FC,\ fragile}$	N/mm^2	**239**

Determinazione del momento resistente a S.L.U.

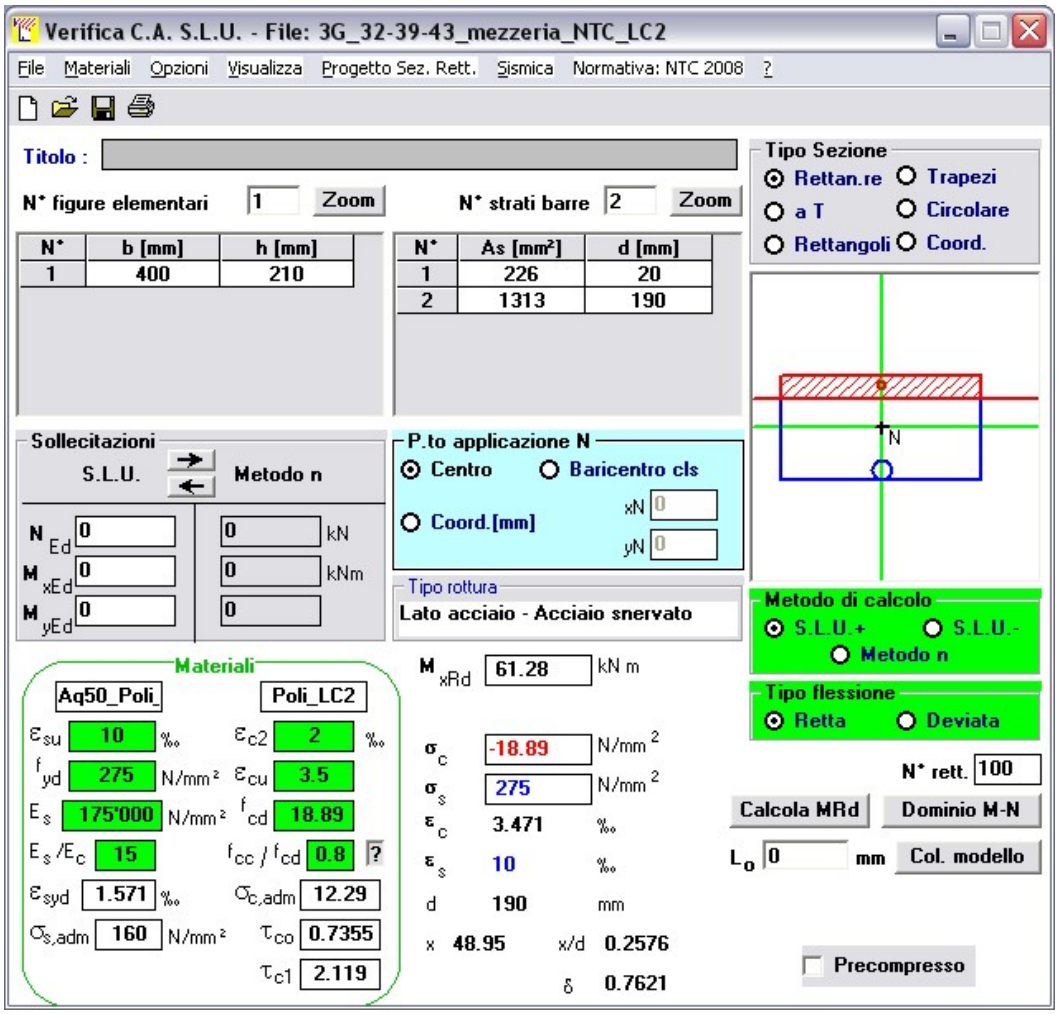
Le schermate seguenti riportano la determinazione della resistenza ultima a flessione della trave in oggetto, con l'armatura indicata in progetto, nelle sezioni d'estremità e di mezzeria.

Sezione d'estremità sinistra:



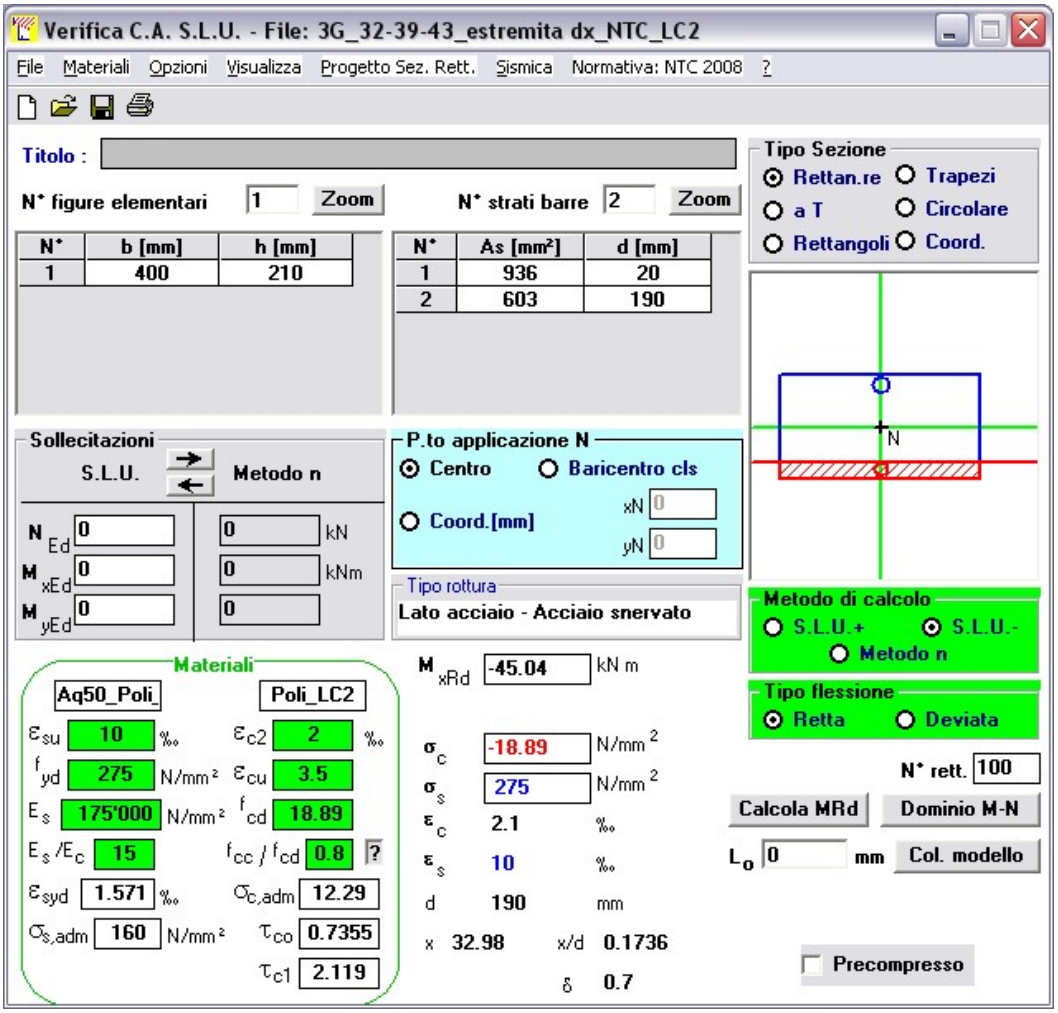
A_{inf} = 3ϕ16mm; A_{sup} = 2ϕ12+2ϕ14+2ϕ16mm

Sezione di mezzeria:



A_{inf} = 2ϕ14+5ϕ16mm; A_{sup} = 2ϕ12mm

Sezione d'estremità destra:



A_{inf} = 3ϕ16mm; A_{sup} = 2ϕ12+2ϕ14+2ϕ16mm

Determinazione del taglio resistente a S.L.U.

Si considera la seguente armatura: staffe ϕ6mm/30 cm
ferri piegati (ϕ14-16mm)

Il contributo dei ferri piegati è considerato completamente, essendo la verifica di tipo esclusivamente statico (salvo analisi specifiche non è infatti estendibile a verifiche di tipo sismico).
La seguente tabella sintetizza i risultati dei calcoli effettuati:

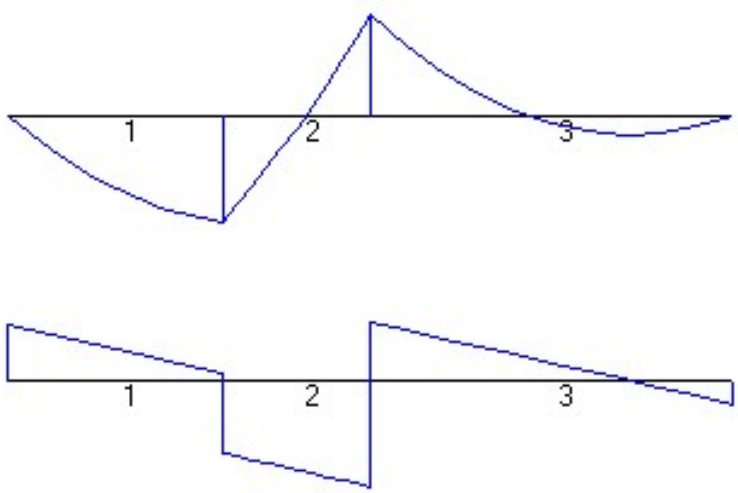
	non armata	staffe			ferri piegati			**TOTALE**
Trave tipo	V_{Rd1}	$V_{Rsd,staffe}$	$V_{Rcd,staffe}$	$\mathbf{V_{Rd,staffe}}$	$V_{Rsd,fp}$	$V_{Rcd,fp}$	$\mathbf{V_{Rd,fp}}$	$\mathbf{V_{Rd,staffe+fp}}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
32-39-43	45.0	17.1	148.5	**17.1**	68.9	207.9	**68.9**	**86.0**

In cui V_{Rd1} rappresenta il valore del taglio resistente senza armatura a taglio, $V_{Rd,staffe}$ e $V_{Rd,fp}$ il valore del taglio assunto a base delle verifiche, pari al minimo tra il taglio resistente lato acciaio e lato calcestruzzo, rispettivamente per il contributo di staffe e di ferri piegati.

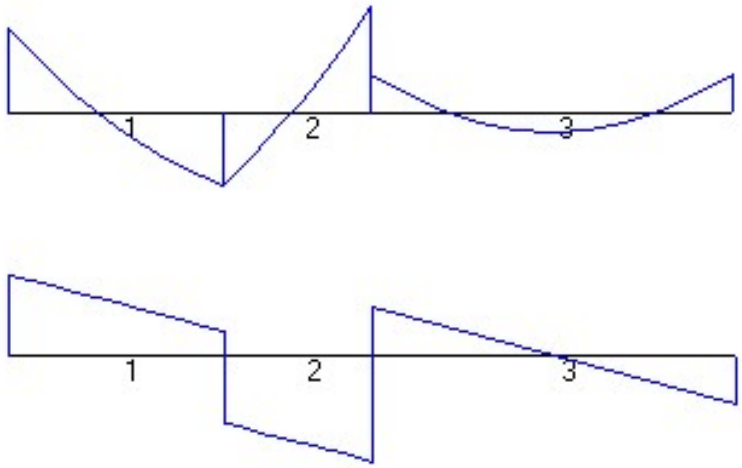
Determinazione delle sollecitazioni a S.L.U. e verifica

Si considerano due schemi statici "limite" (appoggi / incastri), al fine di ottenere un inviluppo delle sollecitazioni da utilizzarsi per le verifiche di resistenza.

A) Schema statico di trave continua su appoggi



B) Schema statico di trave continua con incastri perfetti alle estremità



Le sollecitazioni massime calcolate e il confronto con le rispettive resistenze sono riportate nelle seguenti due tabelle, la prima per flessione e la seconda per il taglio.

A momento flettente:

	Schema cerniera			Schema incastro		
	M_{sd}	$M_{Rd,max,sx}$	R/E	M_{sd}	$M_{Rd,max}$	R/E
A	0	-45.04	"inf"	-23.09	-45.04	1.95
B	29.13	61.28	2.10	19.43	61.28	3.15
C	-28.20	-45.04	1.60	-28.71	-45.04	1.57
D	5.15	61.28	11.90	5.39	61.28	11.37
E	0	-45.04	"inf"	-10.77	-45.04	4.18

A taglio:

	Schema cerniera			Schema incastro		
	V_{sd}	V_{Rd}	R/E	V_{sd}	V_{Rd}	R/E
A	15.48	86.00	5.55	19.49	86.00	4.41
B	-20.27	86.00	4.24	-16.28	86.00	5.28
C	29.59	86.00	2.91	-25.59	86.00	3.36
D	5.07	86.00	16.96	0.00	86.00	"inf"
E	-6.45	86.00	13.33	-11.44	86.00	7.51

In cui si sono utilizzate le seguenti notazioni:

A: momento d'estremità sinistra della campata 1

B: momento max positivo della campata 1

C: momento sull'appoggio centrale

D: momento max positivo della campata 2

E: momento d'estremità destra della campata 2

L'indicatore R/E rappresenta il rapporto tra resistenza e sollecitazione; la verifica si ritiene positivamente soddisfatta visto che tale rapporto è sempre maggiore o uguale ad 1.

10. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni specifiche 3I

Si illustrano le verifiche di elementi specifici relativi al fabbricato indicato.

Verifica delle travi in acciaio di sostegno della lamiera

Profilo HEA 160 tra i pilastri P01 e P02

Si ripete la verifica già esposta per il profilo HEA160 tra i pilastri P11 e P12 del fabbricato 3G, rimodulata per i valori delle azioni pertinenti al fabbricato in esame.

Profilo tipo HEA 160 S355

Luce di calcolo = 5.70 m

Fascia di solaio caricata = 2.00 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto = 0.304 kN/m

Peso proprio piatto superiore di appoggio lamiera = (0.21*0.006)*78.5 = 0.099 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2

Azioni dal solaio:

w_{slu} = 2.10*1.3 +1.36*1.5+1.24*1.5 = 6.63 kN/m^2

Da cui deriva il seguente carico uniformemente distribuito:

q_{slu} (supporto terminale) = 6.63*2 + 0.107*2*1.3 + (0.304+0.099)*1.3 = 14.06 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU} = 1/8 * q_{slu} * L^2$ = 57.10 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05$ = 82.33 kNm > 57.10

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU} = 1/2 * q_{slu} * L$ = 40.07 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU}$ = (1320 x 355) / (1.73 x 1.05) = 257.96 kN > 40.07

La verifica a taglio è soddisfatta.

Come per le verifiche precedentemente illustrate, si effettua la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	243.5	cm3	HEA160
	243500	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.978		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	63418469	Nmm	
lambda,LT	1.1675		
teta,LT	1.3460		
csi,LT	0.5072		
csi,LT	**0.5072**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	41754267	Nmm	
	41.75	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 615.6 cm^4

I_t = 12.19 cm^4

I_W= 31410 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5700 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 75 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.37 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispone un vincolo laterale ausiliario, a favore di sicurezza, costituito da tre profili HEA120, aventi anche la funzione di orditura secondaria per la creazione di un'interruzione nel campo coperto dalla lamiera (cfr. elaborati grafici).

In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 1.50 m. Con la procedura sopra illustrata, si ricava:

$M_{B,Rd}$ = 74.83 kNm

$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.76 < 1 verifica soddisfatta

Profilo HEB 160 tra i fili B-B e C-C

Si riporta la verifica della resistenza a flessione e a taglio del profilo metallico previsto per il sostegno della lamiera grecata, nella posizione indicata. Rispetto al caso del fabbricato 3G, si osservano differenze nei valori delle azioni e della luce di calcolo.

Profilo tipo HEB 160 S355

sezione classe 1

A = 54.25 cm^2

P = 42.59 daN/m

W_{pl} = 352.4 cm^3

J_x = 2492 cm^4

A_v = 17.60 cm^2

Luce di calcolo = 5.70 m

Fascia di solaio caricata = 4.00 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto = 0.426 kN/m

Peso proprio piatto superiore di appoggio lamiera = (0.26*0.006)*78.5 = 0.122 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2

Azioni dal solaio:

q_{slu} (supporto centrale) = 6.63*4 + 0.107*4*1.3 + (0.426+0.122)*1.3 = 27.79 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU} = 1/8 * q_{slu} * L^2$ = 112.86 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05$ = 119.14 kNm > 112.86

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU} = 1/2 * q_{slu} * L$ = 79.20 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU} = (1760 \times 355) / (1.73 \times 1.05)$ = 343.96 kN > 79.20

La verifica a taglio è soddisfatta.

Si effettua la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	352.4	cm3	HEB160
	352400	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.973		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	121748107	Nmm	
lambda,LT	1.0137		
teta,LT	1.1521		
csi,LT	0.6049		
csi,LT	**0.6049**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	72065088	Nmm	
	72.07	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

$I_z = 889.2\ cm^4$

I_t = 31.24 cm^4

I_W= 47943 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5700 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 80 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.56 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispongono tre vincoli laterali ausiliari, a favore di sicurezza, costituiti da un profilo HEA120 ciascuno, in continuità con quelli posti tra i fili A e B (cfr. tavole grafiche).

In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 1.50 m. Con la procedura sopra illustrata, si ricava:

$M_{B,Rd}$ = 109.71 kNm

$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.03 > 1

La verifica non è ancora soddisfatta dal punto di vista numerico; ciononostante, si può considerare che il superamento della misura del 3% possa essere ricompreso con il contributo della lamiera grecata.

Profilo HEA 120 per sostegno lamiera su apertura

Si rimanda alla verifica condotta per il fabbricato 3G, in quanto trattasi degli stessi profili e con sollecitazioni inferiori (luci più ridotte).

Profilo HEB 160 tra i pilastri P12 e P13

Si riporta la verifica della resistenza a flessione e a taglio del profilo metallico previsto per il sostegno della lamiera grecata, nella posizione indicata.

Luce di calcolo = 5.70 m

Fascia di solaio caricata = (4.00+2.35)/2 = 3.18 m

Carichi:

Peso proprio profilo di supporto = 0.426 kN/m

Peso proprio piatto superiore di appoggio lamiera = (0.26*0.006)*78.5 = 0.122 kN/m

Peso proprio lamiera grecata = 0.107 kN/m^2

Azioni dal solaio:

q_{slu} (supporto centrale) = 6.63*3.18 + 0.107*3.18*1.3 + (0.426+0.122)*1.3 = 22.24 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU}$ = 1/8* q_{slu} * L^2 = 90.29 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU}$ = (W_{pl} x f_{yk}) / 1.05 = 119.14 kNm > 90.29

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU}$ = 1/2* q_{slu} * L = 63.36 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU}$ = (1760 x 355) / (1.73 x 1.05) = 343.96 kN > 63.36

La verifica a taglio è soddisfatta.

Si effettua la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	352.4	cm3	HEB160
	352400	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.973		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	121748107	Nmm	

lambda,LT	1.0137		
teta,LT	1.1521		
csi,LT	0.6049		
csi,LT	**0.6049**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	72065088	Nmm	
	72.07	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 889.2 cm^4

I_t = 31.24 cm^4

I_W= 47943 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5700 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 80 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.25 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispone un vincolo laterale ausiliario, a favore di sicurezza, costituito da un profilo HEA120. In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 3.05 m.

Con la procedura sopra illustrata, si ricava:

$M_{B,Rd}$ = 93.66 kNm

$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.96 < 1 La verifica è ora soddisfatta.

Profilo HEA 160 tra i pilastri P08 e P09

Si ripete la verifica già esposta per il profilo HEA160 tra i pilastri P01 e P02, con i valori pertinenti alla posizione in questione.

Profilo tipo HEA 160 S355

Luce di calcolo = 5.70 m

Fascia di solaio caricata = (2.35+1.65)/2 = 2.00 m

Carichi:

Sulla base dei precedenti dati, si ottiene:

q_{slu} = 6.63*2 + 0.107*2*1.3 + (0.304+0.099)*1.3 = 14.06 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU}$ = 1/8* q_{slu} * L^2 = 57.10 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU}$ = (W_{pl} x f_{yk}) / 1.05 = 82.33 kNm > 57.10

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU}$ = 1/2* q_{slu} * L = 40.07 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU}$ = (1320 x 355) / (1.73 x 1.05) = 257.96 kN > 40.07

La verifica a taglio è soddisfatta.

Come per le verifiche precedentemente illustrate, si effettua la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	243.5	cm3	HEA160
	243500	mm3	

alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.978		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	63418469	Nmm	
lambda,LT	1.1675		
teta,LT	1.3460		
csi,LT	0.5072		
csi,LT	**0.5072**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	41754267	Nmm	
	41.75	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 615.6 cm^4

I_t = 12.19 cm^4

I_W= 31410 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5700 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 75 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.37 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispone un vincolo laterale ausiliario, a favore di sicurezza, costituito da un profilo HEA120.

In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 3.05 m. Con la procedura sopra illustrata, si ricava:

$M_{B,Rd}$ = 60.11 kNm

$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.95 < 1 verifica soddisfatta

Profilo HEB 160 tra i pilastri P06 e P09

Si verifica la trave indicata, che sostiene due travi ortogonali HEA160 di sostegno della lamiera grecata, nella zona del solaio soprastante il vano scala 1.

La reazione data dalle suddette travi viene determinata come segue:

La reazione della prima trave (più prossima al filo B-B) è equivalente a quella della trave tra P08 e P09 della precedente verifica e vale quindi:

R1 = 40.07 kN

Con gli stessi passaggi si determina che per la seconda trave la reazione vale:

R2 = 33.05 kN

Sulla base dei precedenti dati e tenuto conto del peso proprio della trave HEB160, si ottiene:

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU}$ = 80.31 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05$ = 119.14 kNm > 80.31

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU}$ = 41.83 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU}$ = (1760 x 355) / (1.73 x 1.05) = 343.96 kN > 41.83

La verifica a taglio è soddisfatta.

Per la verifica all'instabilità flessotorsionale ci si riconduce ai casi già verificati, essendo presenti irrigidimenti (costituiti dalle travi ortogonali HEA160) ad interasse idoneo.

Reticolare "2" tra i pilastri P05 e P08

Come per il caso corrente, per il calcolo delle sollecitazioni sulla reticolare si è fatto ricorso ad un modello ad elementi finiti, i cui parametri di input e relativi risultati sono riportati nell'Appendice 2.
Nel seguito si illustrano le principali verifiche condotte sugli elementi costituenti la reticolare e sui collegamenti.

Profilo superiore: HEB160 S355
Diagonali: doppio L80x80x8mm S355
Montanti: doppio L80x80x8mm S355
Corrente inferiore: doppio L80x80x8mm S355

Le caratteristiche dei profili e le scelte di modellazione sono già state riportate in precedenza per il caso della reticolare corrente.
Si riportano quindi i valori utilizzati per le verifiche.

Trave superiore:
Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU}$ = 17.43 kNm
Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05$ = 119.14 kNm > 17.43
La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU}$ = 15.46 kN
Taglio resistente (nel piano dell'anima):
$V_{c,Rd,SLU} = (1760 \times 355) / (1.73 \times 1.05)$ = 343.96 kN > 15.46
La verifica a taglio è soddisfatta.

Si omette la verifica all'instabilità flessotorsionale, poiché la reticolare è provvista di ritegni trasversali rappresentati dalle travi HEA/B 160 e dagli irrigidimenti.

Diagonale:
Trazione massima di calcolo: $N_{sd,max,SLU}$ = 175.12 kN
$A_{tot} = 2A = 2*12.30 = 24.60$ cm^2
Trazione resistente della sezione lorda: $N_{pl,Rd} = (A_{tot} \times f_{yk}) / 1.05$ = 831.71 kN > 175.12
Trazione resistente della sezione netta: $N_{u,Rd} = 0.9A_{net} \times f_{tk} / 1.25$ = 503.80 kN > 175.12

dove A_{net} = A_{tot} – (4*2)*(1.7*0.8) = 24.60 – 10.88 = 13.72 cm^2, essendo previsto un collegamento con n. 4 bulloni M16 cl. 8.8.
La verifica a trazione è soddisfatta.

<u>Corrente inferiore:</u>

Trazione massima di calcolo: $N_{sd,max,SLU}$ = 148.05 kN

Trazione resistente della sezione lorda: $N_{pl,Rd} = A_{tot} \times f_{yk} / 1.05$ = 831.71 kN > 148.05

Trazione resistente della sezione netta: $N_{u,Rd} = 0.9A_{net} \times f_{tk} / 1.25$ = 503.80 kN > 148.05

La verifica a trazione è soddisfatta.

<u>Montante:</u>

Compressione massima di calcolo: $|N_{sd,max,SLU}|$ = 90.85 kN

Compressione resistente: $N_{c,Rd,SLU} = (A_{tot} \times f_{yk}) / 1.05$ = 831.71 kN > 90.85

La verifica a compressione è soddisfatta.

La verifica nei confronti della stabilità dell'asta compressa viene condotta come per un'asta semplice, poiché gli interassi delle imbottiture soddisfano i requisiti di cui al par. C4.2.4.1.3.1.5 della Circolare n. 617/2009:

Asta composta di tipo (3)

i_{min} = 2.43 cm

Spaziatura max: 15*i_{min} = 15*2.43 = 36.45 cm

Si prevede una spaziatura di 25.3 cm < 36.45.

$N_{CR} = \pi^2 * EJ / l_0^2$ = 4666618 N

dove l_0 = l/1 = 760 mm

J = 2*722500 = 1445000 mm^4

Si verifica che $|N_{sd,max,SLU}|$ = 90.85 kN < 0.04 N_{CR} (= 186.66 kN), pertanto ai sensi del par. 4.2.4.1.3.1 gli effetti dovuti all'instabilità in compressione possono essere trascurati.

Verifica collegamenti

Verifica del nodo di collegamento tra diagonale e trave superiore

Il collegamento è effettuato tramite n. 4 bulloni M16 di classe 8.8 (secondo UNI 898-1:2013), su fazzoletto di spessore 12mm, come meglio illustrato nelle tavole grafiche.

Nel seguito si riportano i dati utili alla determinazione delle varie resistenze dell'unione, secondo le formule riportate nel cap. 4.2.8.1.1 delle NTC.

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
fub	800	mm2	
d	16	mm	diam.bullone
Anom	201	mm2	
Ares	157	mm2	

d0	17	mm	diam.foro
d2	24	mm	diam.dado
dm	20	mm	diam.giacitura
t	12	mm	spessore piastra

Posizione fori [mm]		
	Minimo	Progetto
e1	20.4	30
e2	20.4	40
p1	37.4	50

Resistenza a taglio del bullone

coeffic.classe	0.6	
Fv,Rd	60.29	kN

Resistenza a rifollamento della piastra

k	2.50	
alfa	0.59	
Fb,Rd	115.20	kN

Verifica a taglio del bullone:

Il taglio agente sul collegamento è pari a:

$V_{sd,max,SLU}$ = 175.12 kN

$F_{V,Ed} = V_{sd,max,SLU} / 4$ = 175.12 / 4 = 43.8 kN < 60.29 verifica soddisfatta

Verifica a rifollamento della lamiera:

$F_{b,Ed} = V_{sd,max,SLU} / 4 = 175.12 / 4 = 43.8$ kN < 115.20 verifica soddisfatta

La stessa verifica vale per il collegamento all'estremità opposta del diagonale, avente medesima geometria.

Si omette la verifica relativa al collegamento tra il corrente inferiore e il fazzoletto, poiché caratterizzato dalla stessa geometria di collegamento ma da una sollecitazione di trazione inferiore.

Verifica della saldatura tra il fazzoletto del diagonale e la trave superiore

La saldatura è prevista a cordone d'angolo continuo, su tutta la lunghezza di contatto tra fazzoletto e ala inferiore della trave, su entrambi i lati. L'altezza di gola prevista è indicata nella seguente tabella e dovrà essere in ogni caso conforme alle indicazioni CNR 10011-88 par. 9.2.9.

Verifica dei cordoni di saldatura

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
t	12	mm	spessore piastra
a	8.48	mm	altezza di gola
l	240	mm	lunghezza cordone
n	2		numero cordoni
beta	0.8		

Il diagonale forma un angolo di circa 31° rispetto al piano orizzontale, quindi la scomposizione della forza di trazione sulle due componenti ortogonali risulta come segue:

$T_{X,sd,max,SLU} = T*\cos(31°) = 175.12 * 0.857 = 150.07$ kN

$T_{Y,sd,max,SLU} = T*\mathrm{sen}(31°) = 175.12 * 0.515 = 90.19$ kN

La tensione tangenziale vale:

$\tau_{//} = T_{X,sd,max,SLU} / (2*l*a) = 150070 / (2*240*8.48) = 36.8$ N/mm^2

La tensione perpendicolare invece vale:

$\sigma_{perp} = T_{Y,sd,max,SLU} / (2*l*a) = 90190 / (2*240*8.48) = 22.1$ N/mm^2

Resistenza al taglio: $f_{tk} / (\sqrt{3} * \beta * \gamma_{M2}) = 453$ N/mm^2

Secondo la condizione di resistenza per sollecitazioni composte (formula 4.2.81 NTC), si ricava che:

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3(\tau_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2})]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

67.5 N/mm^2 < 453 N/mm^2 verificata

Verifica del nodo di collegamento tra montante e trave superiore

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
fub	800	mm2	
d	16	mm	diam.bullone
Anom	201	mm2	
Ares	157	mm2	

d0	17	mm	diam.foro
d2	24	mm	diam.dado
dm	20	mm	diam.giacitura
t	12	mm	spessore piastra

Posizione fori [mm]		
	Minimo	Progetto
e1	20.4	30
e2	20.4	40
p1	37.4	50

Resistenza a taglio del bullone

coeffic.classe	0.6	
Fv,Rd	60.29	kN

Resistenza a rifollamento della piastra

k	2.50	
alfa	0.59	
Fb,Rd	115.20	kN

Verifica a taglio del bullone:

Il taglio agente sul collegamento è pari a:

$V_{sd,max,SLU}$ = 90.85 kN

$F_{V,Ed} = V_{sd,max,SLU} / 2$ = 90.85 / 2 = 45.4 kN < 60.29 verifica soddisfatta

Verifica a rifollamento della lamiera:

$F_{b,Ed} = V_{sd,max,SLU} / 2$ = 90.85 / 2 = 45.4 kN < 115.20 verifica soddisfatta

Verifica della saldatura tra il fazzoletto del montante e la trave superiore

La saldatura è prevista a cordone d'angolo continuo, su tutta la lunghezza di contatto tra fazzoletto e ala inferiore della trave, su entrambi i lati. L'altezza di gola prevista è indicata nella seguente tabella e dovrà essere in ogni caso conforme alle indicazioni CNR 10011-88 par. 9.2.9.

Verifica dei cordoni di saldatura

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
t	12	mm	spessore piastra
a	8.48	mm	altezza di gola
l	180	mm	lunghezza cordone
n	2		numero cordoni
beta	0.8		

La forza assiale vale:

$T_{Y,sd,max,SLU} = N_{sd,max,SLU} = 90.85$ kN

La tensione perpendicolare vale:

$\sigma_{perp} = T_{Y,sd,max,SLU} / (2*l*a) = 90850 / (2*180*8.48) = 29.5$ N/mm^2

Resistenza al taglio: $f_{tk} / (\sqrt{3} * \beta * \gamma_{M2}) = 453$ N/mm^2

Secondo la condizione di resistenza per sollecitazioni composte (formula 4.2.81 NTC), si ricava che:

$$[\sigma_{\perp}^{2} + 3 (\tau_{\perp}^{2} + \tau_{||}^{2})]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

29.5 N/mm^2 < 453 N/mm^2 verificata

Profilo HEB 160 tra i pilastri P30 e P31

Profilo tipo HEB 160 S355

Luce di calcolo = 5.50 m

Fascia di solaio caricata = 4.00 m

Carichi:

Sulla base dei precedenti dati, si ottiene:

q_{slu} = 6.63*4 + 0.107*4*1.3 + (0.426+0.122)*1.3 = 27.79 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU}$ = 1/8* q_{slu} * L^2 = 105.08 kNm

Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU}$ = (W_{pl} x f_{yk}) / 1.05 = 119.14 kNm >105.08

La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU}$ = 1/2* q_{slu} * L = 76.42 kN

Taglio resistente (nel piano dell'anima):

$V_{c,Rd,SLU}$ = (1760 x 355) / (1.73 x 1.05) = 343.96 kN > 76.42

La verifica a taglio è soddisfatta.

Come per le verifiche precedentemente illustrate, si effettua la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	352.4	cm3	HEB160
	352400	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.972		

beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	126018709	Nmm	
lambda,LT	0.9964		
teta,LT	1.1317		
csi,LT	0.6164		
csi,LT	**0.6164**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	73441264	Nmm	
	73.44	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 889.2 cm^4

I_t = 31.24 cm^4

I_W= 47943 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5500 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 80 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.43 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispongono due vincoli laterali ausiliari, a favore di sicurezza, costituiti da un profilo HEA120. In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 2.00 m.

Con la procedura sopra illustrata, si ricava:

$M_{B,Rd}$ = 104.29 kNm

$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.00 = 1

La verifica è soddisfatta al limite, dal punto di vista numerico; ciononostante, si può considerare positivamente il risultato ottenuto, alla luca del contributo della lamiera grecata.

11. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: soluzioni specifiche 3L

Si illustrano le verifiche di elementi specifici relativi al fabbricato indicato.

Verifica delle travi in acciaio di sostegno della lamiera

Profilo HEB 160 tra i pilastri P08a e P20a

Profilo tipo HEB 160 S355
Luce di calcolo = 5.50 m
Fascia di solaio caricata = 4.00 m

Carichi:
Sulla base dei precedenti dati, si ottiene:
q_{slu} = 6.94*4 + 0.107*4*1.3 + (0.426+0.122)*1.3 = 29.03 kN/m
Il valore del carico include il peso stimato del campo fotovoltaico, presente nella zona su cui è prevista la trave in esame.

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU} = 1/8 * q_{slu} * L^2$ = 109.77 kNm
Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU} = (W_{pl} \times f_{yk}) / 1.05$ = 119.14 kNm >109.77
La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU} = 1/2 * q_{slu} * L$ = 79.83 kN
Taglio resistente (nel piano dell'anima):
$V_{c,Rd,SLU}$ = (1760 x 355) / (1.73 x 1.05) = 343.96 kN > 79.83
La verifica a taglio è soddisfatta.

Come per le verifiche precedentemente illustrate, si effettua la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	352.4	cm3	HEB160
	352400	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.972		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	126018709	Nmm	
lambda,LT	0.9964		
teta,LT	1.1317		
csi,LT	0.6164		
csi,LT	**0.6164**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	73441264	Nmm	
	73.44	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 889.2 cm^4

I_t = 31.24 cm^4

I_W= 47943 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 5500 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 80 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.49 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispongono tre vincoli laterali ausiliari, a favore di sicurezza, costituiti da un profilo HEA120. In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 1.35 m.

Con la procedura sopra illustrata, si ricava:
$M_{B,Rd}$ = 111.37 kNm
$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.98 < 1

La verifica è soddisfatta.

Profilo HEB 160 tra i pilastri P11 e P23

Profilo tipo HEB 160 S355
Luce di calcolo = 8.00 m
Fascia di solaio caricata = 2.00 m

Carichi:
Sulla base dei precedenti dati, si ottiene:
q_{slu} = 6.29*2 + 0.107*2*1.3 + (0.426+0.099)*1.3 = 13.38 kN/m

Momento flettente massimo di calcolo: $M_{sd,max,SLU}$ = 1/8* q_{slu} * L^2 = 107.04 kNm
Momento flettente resistente: $M_{c,Rd,SLU}$ = (W_{pl} x f_{yk}) / 1.05 = 119.14 kNm >107.04
La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio massimo di calcolo: $V_{sd,max,SLU}$ = 1/2* q_{slu} * L = 53.52 kN
Taglio resistente (nel piano dell'anima):
$V_{c,Rd,SLU}$ = (1760 x 355) / (1.73 x 1.05) = 343.96 kN > 53.52
La verifica a taglio è soddisfatta.

Come per le verifiche precedentemente illustrate, si effettua la verifica nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale del profilo, secondo la procedura descritta al par. 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Il momento resistente di progetto per instabilità è espresso dalla formula [4.2.49] sotto riportata:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Per il profilo in questione vengono utilizzati i seguenti dati:

fyk	355	N/mm2	
gamma, m1	1.05		
Wpl,y	352.4	cm3	HEB160
	352400	mm3	
alfa,LT	0.34		(tab. 4.2.VII)
kc	0.94		(tab. 4.2.VIII)
f	0.979		
beta	1		
K csi	1		
lambda,LT,0	0.2		
Mcr	88165227	Nmm	
lambda,LT	1.1912		
teta,LT	1.3780		
csi,LT	0.4932		
csi,LT	**0.4932**		**valore di riferimento**
Mb,Rd	58761473	Nmm	
	58.76	kNm	

Per la determinazione del momento critico si è fatto riferimento alla formulazione dell'EC 1993-1-1 Appendice F.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

in cui:

I_z = 889.2 cm^4

I_t = 31.24 cm^4

I_W= 47943 cm^6

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

L = 8000 mm

C_1 = 1.132

C_2 = 0.459

z_g = 80 mm

Si ottiene $M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 1.82 > 1

La verifica non è soddisfatta, pertanto in aggiunta al contributo della lamiera grecata si dispongono quattro vincoli laterali ausiliari, a favore di sicurezza, costituiti da un profilo HEA120. In tal modo, la luce libera d'inflessione laterale del profilo si riduce a circa 1.60 m.

Con la procedura sopra illustrata, si ricava:

$M_{B,Rd}$ = 108.61 kNm

$M_{sd,max,SLU}$ / $M_{B,Rd}$ = 0.98 < 1

La verifica è soddisfatta.

Verifica del giunto flangiato della trave HEB160 tra P10/P22 e P11/P23

Si utilizzano bulloni tipo M20 di classe 8.8. La piastra di collegamento ha spessore pari a 15 mm e dimensioni 200x350 mm.

Nel seguito si riportano i dati utili alla determinazione delle varie resistenze dell'unione, secondo le formule riportate nel cap. 4.2.8.1.1 delle NTC.

fyk	355	N/mm2	
ftk	510	N/mm2	
gamma, m2	1.25		
fub	800	mm2	
d	20	mm	diam.bullone
Anom	314	mm2	
Ares	254	mm2	

d0	21	mm	diam.foro
d2	30	mm	diam.dado
dm	25	mm	diam.giacitura
t	15	mm	spessore piastra

Posizione fori [mm]		
	Minimo	Progetto
e1	25.2	40
e2	25.2	50
p1	46.2	50
p2	50.4	100

Resistenza a trazione del bullone

Ft,Rd	141.12	kN

Resistenza a taglio del bullone

coeffic.classe	0.6	
Fv,Rd	94.08	kN

Resistenza a rifollamento della piastra

k	2.50	
alfa	0.54	
Fb,Rd	166.36	kN

Resistenza a punzonamento della piastra

Bp,Rd	288.40	kN

Si omette la verifica a taglio dell'unione in quanto il taglio massimo calcolato (V_{sd} = 53.52 kN) è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone.

Verifica del momento resistente:

Il momento agente sul collegamento è pari a:

$M_{sd,max,SLU}$ = 107.04 kNm

Il giunto è unito mediante n. 2 file di bulloni M20 classe 8.8 disposti su 5 linee.

Ai fini del calcolo, si ipotizza che il centro di rotazione passi per il baricentro della trave in acciaio collegata, quindi risultano efficaci n. 4 linee di bulloni.

y1 = 38 mm; y2 = 130 mm; y3 = 180 mm; y4 = 230 mm;

$y1^2 + y2^2 + y3^2 + y4^2$= 103644 mm^2

Considerata la resistenza a trazione del bullone, come sopra calcolata, si ottiene:

$M_{Rd,giunto}$ = 141120*2*103644/230 = 127.18 kNm > 107.04 kNm verificata

La flangia viene collegata alla trave principale in officina, mediante saldatura a completa penetrazione, a ripristino totale della resistenza del profilo; pertanto, non sono necessarie verifiche specifiche.

12. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi: <u>soluzioni specifiche 3Q</u>

Per il fabbricato 3Q non sono previste soluzioni specifiche; si rimanda quindi alle verifiche esposte nella sezione "soluzioni comuni 3G-3I-3L-3Q".

Torino, lì .....

Il progettista delle strutture
(ing. Giuseppe RINALDIS)

Allegati:

Appendice 1 – Report modello F.E.M. della reticolare corrente

Appendice 2 – Report modello F.E.M. della reticolare "2" (fabbricato 3I)

Appendice 3 – Dati tecnici e di portata della lamiera grecata

APPENDICE 1

Report modello F.E.M. della reticolare corrente

License #2010*1223RHPSLHB6RJ3

SAP2000 Analysis Report

Prepared by

Computers and Structures, Inc.

Model Name: capr_v1.sdb

1. Model geometry

This section provides model geometry information, including items such as joint coordinates, joint restraints, and element connectivity.

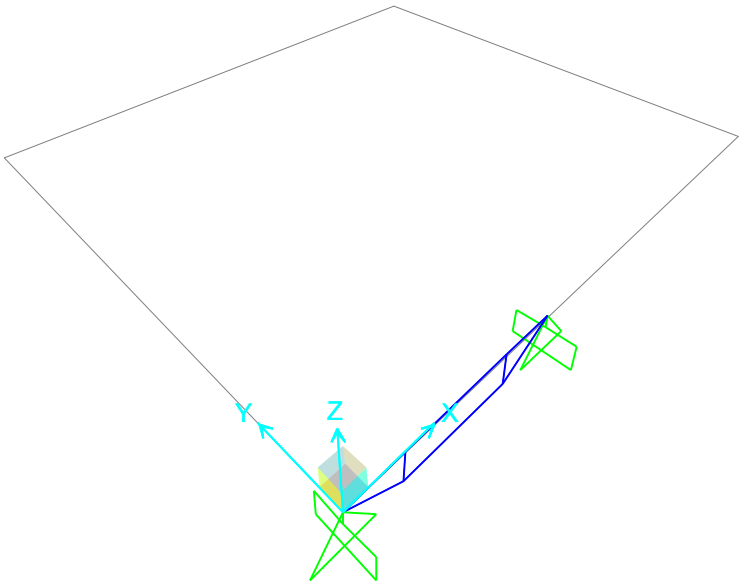


Figure 1: Finite element model

1.1. Joint coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Joint	CoordSys	CoordType	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
			m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	1,86	0,	0,
3	GLOBAL	Cartesian	0,	0,	0,
4	GLOBAL	Cartesian	1,86	0,	-1,14
5	GLOBAL	Cartesian	5,59	0,	0,
6	GLOBAL	Cartesian	7,45	0,	0,
7	GLOBAL	Cartesian	5,59	0,	-1,14

1.2. Joint restraints

Table 2: Joint Restraint Assignments

Table 2: Joint Restraint Assignments

Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
3	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
6	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes

1.3. Element connectivity

Table 3: Connectivity - Frame

Table 3: Connectivity - Frame

Frame	JointI	JointJ	Length m
1	3	1	1,86
2	1	5	3,73
3	5	6	1,86
4	3	4	2,18156
5	4	7	3,73
6	7	6	2,18156
7	4	1	1,14
8	7	5	1,14

Table 4: Frame Section Assignments

Table 4: Frame Section Assignments

Frame	AnalSect	DesignSect	MatProp
1	HEA160	HEA160	Default
2	HEA160	HEA160	Default
3	HEA160	HEA160	Default
4	L80x80x8	L80x80x8	Default
5	L80x80x8	L80x80x8	Default
6	L80x80x8	L80x80x8	Default
7	L80x80x8	L80x80x8	Default
8	L80x80x8	L80x80x8	Default

Table 5: Frame Release Assignments 1 - General, Part 1 of 2

Table 5: Frame Release Assignments 1 - General, Part 1 of 2

Frame	PI	V2I	V3I	TI	M2I	M3I
4	No	No	No	No	No	Yes
5	No	No	No	No	No	Yes
6	No	No	No	No	No	Yes
7	No	No	No	No	No	Yes
8	No	No	No	No	No	Yes

Table 5: Frame Release Assignments 1 - General, Part 2 of 2

Table 5: Frame Release Assignments 1 - General, Part 2 of 2

Frame	PJ	V2J	V3J	TJ	M2J	M3J
4	No	No	No	No	No	Yes
5	No	No	No	No	No	Yes
6	No	No	No	No	No	Yes
7	No	No	No	No	No	Yes
8	No	No	No	No	No	Yes

2. Material properties

This section provides material property information for materials used in the model.

Table 6: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table 6: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2		1/C
S355	7,6973E+01	7,8490E+00	210000000,	80769230,77	0,3	1,1700E-05

Table 7: Material Properties 03a - Steel Data

Table 7: Material Properties 03a - Steel Data

Material	Fy	Fu	FinalSlope
	KN/m2	KN/m2	
S355	355000,	510000,	-0,1

3. Section properties

This section provides section property information for objects used in the model.

3.1. Frames

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb
			m	m	m	m	m	m
HEA160	S355	I/Wide Flange	0,152	0,16	0,009	0,006	0,16	0,009
L80x80x8	S355	Double Angle	0,08	0,16	0,008	0,008		

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

SectionName	Area	TorsConst	I33	I22	I23	AS2	AS3
	m2	m4	m4	m4	m4	m2	m2
HEA160	0,003684	8,438E-08	0,000016	6,146E-06	0,	0,000912	0,0024
L80x80x8	0,002336	4,783E-08	1,438E-06	2,851E-06	0,	0,00128	0,001184

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

SectionName	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
	m3	m3	m3	m3	m	m
HEA160	0,00021	0,000077	0,000233	0,000116	0,06579	0,040846
L80x80x8	0,000026	0,000036	0,000046	0,000062	0,024813	0,034934

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

SectionName	AMod	A2Mod	A3Mod	JMod	I2Mod	I3Mod	MMod	WMod
HEA160	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
L80x80x8	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,

4. Load patterns

This section provides loading information as applied to the model.

4.1. Definitions

Table 14: Load Pattern Definitions

Table 14: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
SW	Dead	1,	
PERM_1	Dead	0,	
PERM_2	Dead	0,	
VAR	Live	0,	

5. Load cases

This section provides load case information.

5.1. Definitions

Table 15: Load Case Definitions

Table 15: Load Case Definitions

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesActOpt
SW	LinStatic	Zero				Prog Det
PERM_1	LinStatic	Zero				Prog Det
PERM_2	LinStatic	Zero				Prog Det
VAR	LinStatic	Zero				Prog Det

5.2. Static case load assignments

Table 16: Case - Static 1 - Load Assignments

Table 16: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
SW	Load pattern	SW	1,
PERM_1	Load pattern	PERM_1	1,
PERM_2	Load pattern	PERM_2	1,
VAR	Load pattern	VAR	1,

6. Load combinations

This section provides load combination information.

Table 18: Combination Definitions

Table 18: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU_STATIC	Linear Add	SW	1,3
SLU_STATIC		PERM_1	1,3
SLU_STATIC		PERM_2	1,5
SLU_STATIC		VAR	1,5
SLE_RARA	Linear Add	SW	1,
SLE_RARA		PERM_1	1,
SLE_RARA		PERM_2	1,
SLE_RARA		VAR	1,
SLE_FREQ	Linear Add	SW	1,
SLE_FREQ		PERM_1	1,
SLE_FREQ		PERM_2	1,
SLE_FREQ		VAR	0,5
SLE_QPERM	Linear Add	SW	1,
SLE_QPERM		PERM_1	1,
SLE_QPERM		PERM_2	1,
SLE_QPERM		VAR	0,3

7. Structure results

This section provides structure results, including items such as structural periods and base reactions.

7.2. Base reactions

Table 20: Base Reactions

Table 20: Base Reactions

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SW	-8,882E-16	0,	3,978	0,	-14,8171	0,
PERM_1	-2,132E-14	0,	63,489	0,	-236,4962	0,
PERM_2	3,553E-15	0,	40,528	0,	-150,9668	0,
VAR	-3,553E-15	0,	36,952	0,	-137,6462	0,

8. Joint results

This section provides joint results, including items such as displacements and reactions.

Table 21: Joint Displacements

Table 21: Joint Displacements

Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
		m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SW	0,	0,	-0,000046	0,	0,000049	0,
1	PERM_1	0,	0,	-0,000803	0,	0,001227	0,

Table 21: Joint Displacements

Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
		m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	PERM_2	0,	0,	-0,000513	0,	0,000783	0,
1	VAR	0,	0,	-0,000467	0,	0,000714	0,
3	SW	0,	0,	0,	0,	0,000027	0,
3	PERM_1	0,	0,	0,	0,	0,000459	0,
3	PERM_2	0,	0,	0,	0,	0,000293	0,
3	VAR	0,	0,	0,	0,	0,000267	0,
4	SW	-0,00001	0,	-0,000044	0,	0,	0,
4	PERM_1	-0,000173	0,	-0,000738	0,	0,	0,
4	PERM_2	-0,000111	0,	-0,000471	0,	0,	0,
4	VAR	-0,000101	0,	-0,00043	0,	0,	0,
5	SW	0,	0,	-0,000046	0,	-0,000049	0,
5	PERM_1	0,	0,	-0,000803	0,	-0,001227	0,
5	PERM_2	0,	0,	-0,000513	0,	-0,000783	0,
5	VAR	0,	0,	-0,000467	0,	-0,000714	0,
6	SW	0,	0,	0,	0,	-0,000027	0,
6	PERM_1	0,	0,	0,	0,	-0,000459	0,
6	PERM_2	0,	0,	0,	0,	-0,000293	0,
6	VAR	0,	0,	0,	0,	-0,000267	0,
7	SW	0,00001	0,	-0,000044	0,	0,	0,
7	PERM_1	0,000173	0,	-0,000738	0,	0,	0,
7	PERM_2	0,000111	0,	-0,000471	0,	0,	0,
7	VAR	0,000101	0,	-0,00043	0,	0,	0,

Table 22: Joint Reactions

Table 22: Joint Reactions

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	SW	-2,707	0,	1,989	0,	0,	0,
3	PERM_1	-45,597	0,	31,744	0,	0,	0,
3	PERM_2	-29,107	0,	20,264	0,	0,	0,
3	VAR	-26,539	0,	18,476	0,	0,	0,
6	SW	2,707	0,	1,989	0,	0,	0,
6	PERM_1	45,597	0,	31,744	0,	0,	0,
6	PERM_2	29,107	0,	20,264	0,	0,	0,
6	VAR	26,539	0,	18,476	0,	0,	0,

9. Frame results

This section provides frame force results.

Table 23: Element Forces - Frames

Table 23: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0,	SW	0,	-0,134	0,	0,	0,	-1,388E-17
1	0,465	SW	0,	-2,019E-03	0,	0,	0,	0,0316
1	0,93	SW	0,	0,13	0,	0,	0,	0,0019
1	1,395	SW	0,	0,262	0,	0,	0,	-0,0892
1	1,86	SW	0,	0,394	0,	0,	0,	-0,2415

Table 23: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0,	PERM_1	0,	-3,798	0,	0,	0,	-2,220E-16
1	0,465	PERM_1	0,	0,165	0,	0,	0,	0,8446
1	0,93	PERM_1	0,	4,128	0,	0,	0,	-0,1535
1	1,395	PERM_1	0,	8,09	0,	0,	0,	-2,9942
1	1,86	PERM_1	0,	12,053	0,	0,	0,	-7,6776
1	0,	PERM_2	0,	-2,424	0,	0,	0,	-1,665E-16
1	0,465	PERM_2	0,	0,105	0,	0,	0,	0,5391
1	0,93	PERM_2	0,	2,635	0,	0,	0,	-0,098
1	1,395	PERM_2	0,	5,165	0,	0,	0,	-1,9113
1	1,86	PERM_2	0,	7,694	0,	0,	0,	-4,901
1	0,	VAR	0,	-2,21	0,	0,	0,	-3,886E-16
1	0,465	VAR	0,	0,096	0,	0,	0,	0,4916
1	0,93	VAR	0,	2,402	0,	0,	0,	-0,0893
1	1,395	VAR	0,	4,709	0,	0,	0,	-1,7427
1	1,86	VAR	0,	7,015	0,	0,	0,	-4,4685
1	0,	SLU_STATIC	0,	-12,063	0,	0,	0,	-1,139E-15
1	0,465	SLU_STATIC	0,	0,514	0,	0,	0,	2,6851
1	0,93	SLU_STATIC	0,	13,091	0,	0,	0,	-0,478
1	1,395	SLU_STATIC	0,	25,668	0,	0,	0,	-9,4894
1	1,86	SLU_STATIC	0,	38,245	0,	0,	0,	-24,3491
1	0,	SLE_RARA	0,	-8,566	0,	0,	0,	-7,910E-16
1	0,465	SLE_RARA	0,	0,364	0,	0,	0,	1,9069
1	0,93	SLE_RARA	0,	9,295	0,	0,	0,	-0,3389
1	1,395	SLE_RARA	0,	18,226	0,	0,	0,	-6,7374
1	1,86	SLE_RARA	0,	27,156	0,	0,	0,	-17,2886
1	0,	SLE_FREQ	0,	-7,461	0,	0,	0,	-5,967E-16
1	0,465	SLE_FREQ	0,	0,316	0,	0,	0,	1,6611
1	0,93	SLE_FREQ	0,	8,094	0,	0,	0,	-0,2942
1	1,395	SLE_FREQ	0,	15,871	0,	0,	0,	-5,8661
1	1,86	SLE_FREQ	0,	23,649	0,	0,	0,	-15,0544
1	0,	SLE_QPERM	0,	-7,019	0,	0,	0,	-5,190E-16
1	0,465	SLE_QPERM	0,	0,297	0,	0,	0,	1,5628
1	0,93	SLE_QPERM	0,	7,613	0,	0,	0,	-0,2764
1	1,395	SLE_QPERM	0,	14,929	0,	0,	0,	-5,5175
1	1,86	SLE_QPERM	0,	22,245	0,	0,	0,	-14,1607
2	0,	SW	0,	-0,529	0,	0,	0,	-0,2415
2	0,46625	SW	0,	-0,397	0,	0,	0,	-0,0257
2	0,9325	SW	0,	-0,264	0,	0,	0,	0,1284
2	1,39875	SW	0,	-0,132	0,	0,	0,	0,2208
2	1,865	SW	0,	-4,474E-16	0,	0,	0,	0,2517
2	2,33125	SW	0,	0,132	0,	0,	0,	0,2208
2	2,7975	SW	0,	0,264	0,	0,	0,	0,1284
2	3,26375	SW	0,	0,397	0,	0,	0,	-0,0257
2	3,73	SW	0,	0,529	0,	0,	0,	-0,2415
2	0,	PERM_1	0,	-15,894	0,	0,	0,	-7,6776
2	0,46625	PERM_1	0,	-11,92	0,	0,	0,	-1,1935
2	0,9325	PERM_1	0,	-7,947	0,	0,	0,	3,4379
2	1,39875	PERM_1	0,	-3,973	0,	0,	0,	6,2168
2	1,865	PERM_1	0,	-8,303E-15	0,	0,	0,	7,1431
2	2,33125	PERM_1	0,	3,973	0,	0,	0,	6,2168
2	2,7975	PERM_1	0,	7,947	0,	0,	0,	3,4379
2	3,26375	PERM_1	0,	11,92	0,	0,	0,	-1,1935
2	3,73	PERM_1	0,	15,894	0,	0,	0,	-7,6776
2	0,	PERM_2	0,	-10,146	0,	0,	0,	-4,901

Table 23: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	0,46625	PERM_2	0,	-7,609	0,	0,	0,	-0,7619
2	0,9325	PERM_2	0,	-5,073	0,	0,	0,	2,1946
2	1,39875	PERM_2	0,	-2,536	0,	0,	0,	3,9685
2	1,865	PERM_2	0,	-8,842E-15	0,	0,	0,	4,5598
2	2,33125	PERM_2	0,	2,536	0,	0,	0,	3,9685
2	2,7975	PERM_2	0,	5,073	0,	0,	0,	2,1946
2	3,26375	PERM_2	0,	7,609	0,	0,	0,	-0,7619
2	3,73	PERM_2	0,	10,146	0,	0,	0,	-4,901
2	0,	VAR	0,	-9,25	0,	0,	0,	-4,4685
2	0,46625	VAR	0,	-6,938	0,	0,	0,	-0,6947
2	0,9325	VAR	0,	-4,625	0,	0,	0,	2,001
2	1,39875	VAR	0,	-2,313	0,	0,	0,	3,6183
2	1,865	VAR	0,	-4,404E-15	0,	0,	0,	4,1575
2	2,33125	VAR	0,	2,313	0,	0,	0,	3,6183
2	2,7975	VAR	0,	4,625	0,	0,	0,	2,001
2	3,26375	VAR	0,	6,938	0,	0,	0,	-0,6947
2	3,73	VAR	0,	9,25	0,	0,	0,	-4,4685
2	0,	SLU_STATIC	0,	-50,443	0,	0,	0,	-24,3491
2	0,46625	SLU_STATIC	0,	-37,832	0,	0,	0,	-3,7699
2	0,9325	SLU_STATIC	0,	-25,222	0,	0,	0,	10,9295
2	1,39875	SLU_STATIC	0,	-12,611	0,	0,	0,	19,7492
2	1,865	SLU_STATIC	0,	-3,124E-14	0,	0,	0,	22,689
2	2,33125	SLU_STATIC	0,	12,611	0,	0,	0,	19,7492
2	2,7975	SLU_STATIC	0,	25,222	0,	0,	0,	10,9295
2	3,26375	SLU_STATIC	0,	37,832	0,	0,	0,	-3,7699
2	3,73	SLU_STATIC	0,	50,443	0,	0,	0,	-24,3491
2	0,	SLE_RARA	0,	-35,818	0,	0,	0,	-17,2886
2	0,46625	SLE_RARA	0,	-26,864	0,	0,	0,	-2,6759
2	0,9325	SLE_RARA	0,	-17,909	0,	0,	0,	7,7618
2	1,39875	SLE_RARA	0,	-8,955	0,	0,	0,	14,0245
2	1,865	SLE_RARA	0,	-2,200E-14	0,	0,	0,	16,112
2	2,33125	SLE_RARA	0,	8,955	0,	0,	0,	14,0245
2	2,7975	SLE_RARA	0,	17,909	0,	0,	0,	7,7618
2	3,26375	SLE_RARA	0,	26,864	0,	0,	0,	-2,6759
2	3,73	SLE_RARA	0,	35,818	0,	0,	0,	-17,2886
2	0,	SLE_FREQ	0,	-31,193	0,	0,	0,	-15,0544
2	0,46625	SLE_FREQ	0,	-23,395	0,	0,	0,	-2,3285
2	0,9325	SLE_FREQ	0,	-15,597	0,	0,	0,	6,7614
2	1,39875	SLE_FREQ	0,	-7,798	0,	0,	0,	12,2153
2	1,865	SLE_FREQ	0,	-1,979E-14	0,	0,	0,	14,0333
2	2,33125	SLE_FREQ	0,	7,798	0,	0,	0,	12,2153
2	2,7975	SLE_FREQ	0,	15,597	0,	0,	0,	6,7614
2	3,26375	SLE_FREQ	0,	23,395	0,	0,	0,	-2,3285
2	3,73	SLE_FREQ	0,	31,193	0,	0,	0,	-15,0544
2	0,	SLE_QPERM	0,	-29,343	0,	0,	0,	-14,1607
2	0,46625	SLE_QPERM	0,	-22,007	0,	0,	0,	-2,1896
2	0,9325	SLE_QPERM	0,	-14,672	0,	0,	0,	6,3612
2	1,39875	SLE_QPERM	0,	-7,336	0,	0,	0,	11,4916
2	1,865	SLE_QPERM	0,	-1,891E-14	0,	0,	0,	13,2018
2	2,33125	SLE_QPERM	0,	7,336	0,	0,	0,	11,4916
2	2,7975	SLE_QPERM	0,	14,672	0,	0,	0,	6,3612
2	3,26375	SLE_QPERM	0,	22,007	0,	0,	0,	-2,1896
2	3,73	SLE_QPERM	0,	29,343	0,	0,	0,	-14,1607
3	0,	SW	0,	-0,394	0,	0,	0,	-0,2415

Table 23: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	0,465	SW	0,	-0,262	0,	0,	0,	-0,0892
3	0,93	SW	0,	-0,13	0,	0,	0,	0,0019
3	1,395	SW	0,	2,019E-03	0,	0,	0,	0,0316
3	1,86	SW	0,	0,134	0,	0,	0,	-3,573E-17
3	0,	PERM_1	0,	-12,053	0,	0,	0,	-7,6776
3	0,465	PERM_1	0,	-8,09	0,	0,	0,	-2,9942
3	0,93	PERM_1	0,	-4,128	0,	0,	0,	-0,1535
3	1,395	PERM_1	0,	-0,165	0,	0,	0,	0,8446
3	1,86	PERM_1	0,	3,798	0,	0,	0,	3,615E-16
3	0,	PERM_2	0,	-7,694	0,	0,	0,	-4,901
3	0,465	PERM_2	0,	-5,165	0,	0,	0,	-1,9113
3	0,93	PERM_2	0,	-2,635	0,	0,	0,	-0,098
3	1,395	PERM_2	0,	-0,105	0,	0,	0,	0,5391
3	1,86	PERM_2	0,	2,424	0,	0,	0,	1,306E-15
3	0,	VAR	0,	-7,015	0,	0,	0,	-4,4685
3	0,465	VAR	0,	-4,709	0,	0,	0,	-1,7427
3	0,93	VAR	0,	-2,402	0,	0,	0,	-0,0893
3	1,395	VAR	0,	-0,096	0,	0,	0,	0,4916
3	1,86	VAR	0,	2,21	0,	0,	0,	-5,267E-16
3	0,	SLU_STATIC	0,	-38,245	0,	0,	0,	-24,3491
3	0,465	SLU_STATIC	0,	-25,668	0,	0,	0,	-9,4894
3	0,93	SLU_STATIC	0,	-13,091	0,	0,	0,	-0,478
3	1,395	SLU_STATIC	0,	-0,514	0,	0,	0,	2,6851
3	1,86	SLU_STATIC	0,	12,063	0,	0,	0,	1,592E-15
3	0,	SLE_RARA	0,	-27,156	0,	0,	0,	-17,2886
3	0,465	SLE_RARA	0,	-18,226	0,	0,	0,	-6,7374
3	0,93	SLE_RARA	0,	-9,295	0,	0,	0,	-0,3389
3	1,395	SLE_RARA	0,	-0,364	0,	0,	0,	1,9069
3	1,86	SLE_RARA	0,	8,566	0,	0,	0,	1,105E-15
3	0,	SLE_FREQ	0,	-23,649	0,	0,	0,	-15,0544
3	0,465	SLE_FREQ	0,	-15,871	0,	0,	0,	-5,8661
3	0,93	SLE_FREQ	0,	-8,094	0,	0,	0,	-0,2942
3	1,395	SLE_FREQ	0,	-0,316	0,	0,	0,	1,6611
3	1,86	SLE_FREQ	0,	7,461	0,	0,	0,	1,368E-15
3	0,	SLE_QPERM	0,	-22,245	0,	0,	0,	-14,1607
3	0,465	SLE_QPERM	0,	-14,929	0,	0,	0,	-5,5175
3	0,93	SLE_QPERM	0,	-7,613	0,	0,	0,	-0,2764
3	1,395	SLE_QPERM	0,	-0,297	0,	0,	0,	1,5628
3	1,86	SLE_QPERM	0,	7,019	0,	0,	0,	1,473E-15
4	0,	SW	3,277	-0,167	0,	0,	0,	0,
4	1,09078	SW	3,174	-8,284E-18	0,	0,	0,	0,0912
4	2,18156	SW	3,072	0,167	0,	0,	0,	1,453E-17
4	0,	PERM_1	53,48	0,	0,	0,	0,	0,
4	1,09078	PERM_1	53,48	0,	0,	0,	0,	0,
4	2,18156	PERM_1	53,48	0,	0,	0,	0,	0,
4	0,	PERM_2	34,139	0,	0,	0,	0,	0,
4	1,09078	PERM_2	34,139	0,	0,	0,	0,	0,
4	2,18156	PERM_2	34,139	0,	0,	0,	0,	0,
4	0,	VAR	31,127	0,	0,	0,	0,	0,
4	1,09078	VAR	31,127	0,	0,	0,	0,	0,
4	2,18156	VAR	31,127	0,	0,	0,	0,	0,
4	0,	SLU_STATIC	171,683	-0,217	0,	0,	0,	0,
4	1,09078	SLU_STATIC	171,55	-1,077E-17	0,	0,	0,	0,1186
4	2,18156	SLU_STATIC	171,416	0,217	0,	0,	0,	1,888E-17

Table 23: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	0,	SLE_RARA	122,023	-0,167	0,	0,	0,	0,
4	1,09078	SLE_RARA	121,92	-8,284E-18	0,	0,	0,	0,0912
4	2,18156	SLE_RARA	121,818	0,167	0,	0,	0,	1,453E-17
4	0,	SLE_FREQ	106,46	-0,167	0,	0,	0,	0,
4	1,09078	SLE_FREQ	106,357	-8,284E-18	0,	0,	0,	0,0912
4	2,18156	SLE_FREQ	106,255	0,167	0,	0,	0,	1,453E-17
4	0,	SLE_QPERM	100,234	-0,167	0,	0,	0,	0,
4	1,09078	SLE_QPERM	100,132	-8,284E-18	0,	0,	0,	0,0912
4	2,18156	SLE_QPERM	100,029	0,167	0,	0,	0,	1,453E-17
5	0,	SW	2,707	-0,335	0,	0,	0,	0,
5	0,46625	SW	2,707	-0,252	0,	0,	0,	0,1368
5	0,9325	SW	2,707	-0,168	0,	0,	0,	0,2345
5	1,39875	SW	2,707	-0,084	0,	0,	0,	0,2932
5	1,865	SW	2,707	2,780E-17	0,	0,	0,	0,3127
5	2,33125	SW	2,707	0,084	0,	0,	0,	0,2932
5	2,7975	SW	2,707	0,168	0,	0,	0,	0,2345
5	3,26375	SW	2,707	0,252	0,	0,	0,	0,1368
5	3,73	SW	2,707	0,335	0,	0,	0,	-1,363E-16
5	0,	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,46625	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,9325	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	1,39875	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	1,865	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	2,33125	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	2,7975	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	3,26375	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	3,73	PERM_1	45,597	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,46625	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,9325	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	1,39875	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	1,865	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	2,33125	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	2,7975	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	3,26375	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	3,73	PERM_2	29,107	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,46625	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,9325	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	1,39875	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	1,865	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	2,33125	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	2,7975	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	3,26375	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	3,73	VAR	26,539	0,	0,	0,	0,	0,
5	0,	SLU_STATIC	146,263	-0,436	0,	0,	0,	0,
5	0,46625	SLU_STATIC	146,263	-0,327	0,	0,	0,	0,1779
5	0,9325	SLU_STATIC	146,263	-0,218	0,	0,	0,	0,3049
5	1,39875	SLU_STATIC	146,263	-0,109	0,	0,	0,	0,3811
5	1,865	SLU_STATIC	146,263	3,614E-17	0,	0,	0,	0,4065
5	2,33125	SLU_STATIC	146,263	0,109	0,	0,	0,	0,3811
5	2,7975	SLU_STATIC	146,263	0,218	0,	0,	0,	0,3049
5	3,26375	SLU_STATIC	146,263	0,327	0,	0,	0,	0,1779
5	3,73	SLU_STATIC	146,263	0,436	0,	0,	0,	-1,772E-16

Table 23: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
5	0,	SLE_RARA	103,95	-0,335	0,	0,	0,	0,
5	0,46625	SLE_RARA	103,95	-0,252	0,	0,	0,	0,1368
5	0,9325	SLE_RARA	103,95	-0,168	0,	0,	0,	0,2345
5	1,39875	SLE_RARA	103,95	-0,084	0,	0,	0,	0,2932
5	1,865	SLE_RARA	103,95	2,780E-17	0,	0,	0,	0,3127
5	2,33125	SLE_RARA	103,95	0,084	0,	0,	0,	0,2932
5	2,7975	SLE_RARA	103,95	0,168	0,	0,	0,	0,2345
5	3,26375	SLE_RARA	103,95	0,252	0,	0,	0,	0,1368
5	3,73	SLE_RARA	103,95	0,335	0,	0,	0,	-1,363E-16
5	0,	SLE_FREQ	90,68	-0,335	0,	0,	0,	0,
5	0,46625	SLE_FREQ	90,68	-0,252	0,	0,	0,	0,1368
5	0,9325	SLE_FREQ	90,68	-0,168	0,	0,	0,	0,2345
5	1,39875	SLE_FREQ	90,68	-0,084	0,	0,	0,	0,2932
5	1,865	SLE_FREQ	90,68	2,780E-17	0,	0,	0,	0,3127
5	2,33125	SLE_FREQ	90,68	0,084	0,	0,	0,	0,2932
5	2,7975	SLE_FREQ	90,68	0,168	0,	0,	0,	0,2345
5	3,26375	SLE_FREQ	90,68	0,252	0,	0,	0,	0,1368
5	3,73	SLE_FREQ	90,68	0,335	0,	0,	0,	-1,363E-16
5	0,	SLE_QPERM	85,372	-0,335	0,	0,	0,	0,
5	0,46625	SLE_QPERM	85,372	-0,252	0,	0,	0,	0,1368
5	0,9325	SLE_QPERM	85,372	-0,168	0,	0,	0,	0,2345
5	1,39875	SLE_QPERM	85,372	-0,084	0,	0,	0,	0,2932
5	1,865	SLE_QPERM	85,372	2,780E-17	0,	0,	0,	0,3127
5	2,33125	SLE_QPERM	85,372	0,084	0,	0,	0,	0,2932
5	2,7975	SLE_QPERM	85,372	0,168	0,	0,	0,	0,2345
5	3,26375	SLE_QPERM	85,372	0,252	0,	0,	0,	0,1368
5	3,73	SLE_QPERM	85,372	0,335	0,	0,	0,	-1,363E-16
6	0,	SW	3,072	-0,167	0,	0,	0,	0,
6	1,09078	SW	3,174	1,319E-17	0,	0,	0,	0,0912
6	2,18156	SW	3,277	0,167	0,	0,	0,	-1,990E-17
6	0,	PERM_1	53,48	0,	0,	0,	0,	0,
6	1,09078	PERM_1	53,48	0,	0,	0,	0,	0,
6	2,18156	PERM_1	53,48	0,	0,	0,	0,	0,
6	0,	PERM_2	34,139	0,	0,	0,	0,	0,
6	1,09078	PERM_2	34,139	0,	0,	0,	0,	0,
6	2,18156	PERM_2	34,139	0,	0,	0,	0,	0,
6	0,	VAR	31,127	0,	0,	0,	0,	0,
6	1,09078	VAR	31,127	0,	0,	0,	0,	0,
6	2,18156	VAR	31,127	0,	0,	0,	0,	0,
6	0,	SLU_STATIC	171,416	-0,217	0,	0,	0,	0,
6	1,09078	SLU_STATIC	171,55	1,714E-17	0,	0,	0,	0,1186
6	2,18156	SLU_STATIC	171,683	0,217	0,	0,	0,	-2,587E-17
6	0,	SLE_RARA	121,818	-0,167	0,	0,	0,	0,
6	1,09078	SLE_RARA	121,92	1,319E-17	0,	0,	0,	0,0912
6	2,18156	SLE_RARA	122,023	0,167	0,	0,	0,	-1,990E-17
6	0,	SLE_FREQ	106,255	-0,167	0,	0,	0,	0,
6	1,09078	SLE_FREQ	106,357	1,319E-17	0,	0,	0,	0,0912
6	2,18156	SLE_FREQ	106,46	0,167	0,	0,	0,	-1,990E-17
6	0,	SLE_QPERM	100,029	-0,167	0,	0,	0,	0,
6	1,09078	SLE_QPERM	100,132	1,319E-17	0,	0,	0,	0,0912
6	2,18156	SLE_QPERM	100,234	0,167	0,	0,	0,	-1,990E-17
7	0,	SW	-1,127	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,57	SW	-1,025	0,	0,	0,	0,	0,
7	1,14	SW	-0,922	0,	0,	0,	0,	0,

9. Frame results

Table 23: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
7	0,	PERM_1	-27,947	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,57	PERM_1	-27,947	0,	0,	0,	0,	0,
7	1,14	PERM_1	-27,947	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	PERM_2	-17,84	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,57	PERM_2	-17,84	0,	0,	0,	0,	0,
7	1,14	PERM_2	-17,84	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	VAR	-16,266	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,57	VAR	-16,266	0,	0,	0,	0,	0,
7	1,14	VAR	-16,266	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	SLU_STATIC	-88,954	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,57	SLU_STATIC	-88,821	0,	0,	0,	0,	0,
7	1,14	SLU_STATIC	-88,688	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	SLE_RARA	-63,18	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,57	SLE_RARA	-63,077	0,	0,	0,	0,	0,
7	1,14	SLE_RARA	-62,975	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	SLE_FREQ	-55,047	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,57	SLE_FREQ	-54,944	0,	0,	0,	0,	0,
7	1,14	SLE_FREQ	-54,842	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	SLE_QPERM	-51,794	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,57	SLE_QPERM	-51,691	0,	0,	0,	0,	0,
7	1,14	SLE_QPERM	-51,589	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SW	-1,127	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,57	SW	-1,025	0,	0,	0,	0,	0,
8	1,14	SW	-0,922	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	PERM_1	-27,947	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,57	PERM_1	-27,947	0,	0,	0,	0,	0,
8	1,14	PERM_1	-27,947	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	PERM_2	-17,84	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,57	PERM_2	-17,84	0,	0,	0,	0,	0,
8	1,14	PERM_2	-17,84	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	VAR	-16,266	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,57	VAR	-16,266	0,	0,	0,	0,	0,
8	1,14	VAR	-16,266	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SLU_STATIC	-88,954	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,57	SLU_STATIC	-88,821	0,	0,	0,	0,	0,
8	1,14	SLU_STATIC	-88,688	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SLE_RARA	-63,18	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,57	SLE_RARA	-63,077	0,	0,	0,	0,	0,
8	1,14	SLE_RARA	-62,975	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SLE_FREQ	-55,047	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,57	SLE_FREQ	-54,944	0,	0,	0,	0,	0,
8	1,14	SLE_FREQ	-54,842	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SLE_QPERM	-51,794	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,57	SLE_QPERM	-51,691	0,	0,	0,	0,	0,
8	1,14	SLE_QPERM	-51,589	0,	0,	0,	0,	0,

License #2010*1223RHPSLHB6RJ3

SAP2000 Analysis Report

Prepared by

Computers and Structures, Inc.

Model Name: capr_v1i.sdb

1. Model geometry

This section provides model geometry information, including items such as joint coordinates, joint restraints, and element connectivity.

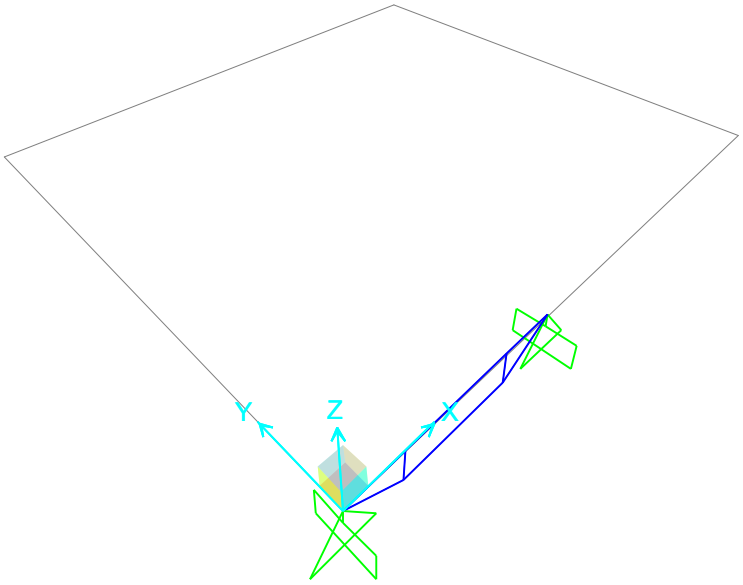


Figure 1: Finite element model

1.1. Joint coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Joint	CoordSys	CoordType	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
			m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	1,86	0,	0,
3	GLOBAL	Cartesian	0,	0,	0,
4	GLOBAL	Cartesian	1,86	0,	-1,14
5	GLOBAL	Cartesian	5,59	0,	0,
6	GLOBAL	Cartesian	7,45	0,	0,
7	GLOBAL	Cartesian	5,59	0,	-1,14

1.2. Joint restraints

Table 2: Joint Restraint Assignments

Table 2: Joint Restraint Assignments

Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
3	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
6	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes

1.3. Element connectivity

Table 3: Connectivity - Frame

Table 3: Connectivity - Frame

Frame	JointI	JointJ	Length m
1	3	1	1,86
2	1	5	3,73
3	5	6	1,86
4	3	4	2,18156
5	4	7	3,73
6	7	6	2,18156
7	4	1	1,14
8	7	5	1,14

Table 4: Frame Section Assignments

Table 4: Frame Section Assignments

Frame	AnalSect	DesignSect	MatProp
1	HEA160	HEA160	Default
2	HEA160	HEA160	Default
3	HEA160	HEA160	Default
4	L80x80x8	L80x80x8	Default
5	L80x80x8	L80x80x8	Default
6	L80x80x8	L80x80x8	Default
7	L80x80x8	L80x80x8	Default
8	L80x80x8	L80x80x8	Default

2. Material properties

This section provides material property information for materials used in the model.

Table 5: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table 5: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
S355	7,6973E+01	7,8490E+00	210000000,	80769230,77	0,3	1,1700E-05

Table 6: Material Properties 03a - Steel Data

Table 6: Material Properties 03a - Steel Data

Material	Fy KN/m2	Fu KN/m2	FinalSlope
S355	355000,	510000,	-0,1

3. Section properties

This section provides section property information for objects used in the model.

3.1. Frames

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb
			m	m	m	m	m	m
HEA160	S355	I/Wide Flange	0,152	0,16	0,009	0,006	0,16	0,009
L80x80x8	S355	Double Angle	0,08	0,16	0,008	0,008		

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

SectionName	Area	TorsConst	I33	I22	I23	AS2	AS3
	m2	m4	m4	m4	m4	m2	m2
HEA160	0,003684	8,438E-08	0,000016	6,146E-06	0,	0,000912	0,0024
L80x80x8	0,002336	4,783E-08	1,438E-06	2,851E-06	0,	0,00128	0,001184

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

SectionName	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
	m3	m3	m3	m3	m	m
HEA160	0,00021	0,000077	0,000233	0,000116	0,06579	0,040846
L80x80x8	0,000026	0,000036	0,000046	0,000062	0,024813	0,034934

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

SectionName	AMod	A2Mod	A3Mod	JMod	I2Mod	I3Mod	MMod	WMod
HEA160	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
L80x80x8	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,

4. Load patterns

This section provides loading information as applied to the model.

4.1. Definitions

Table 13: Load Pattern Definitions

Table 13: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
SW	Dead	1,	
PERM_1	Dead	0,	
PERM_2	Dead	0,	
VAR	Live	0,	

5. Load cases

This section provides load case information.

5.1. Definitions

Table 14: Load Case Definitions

Table 14: Load Case Definitions

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesActOpt
SW	LinStatic	Zero				Prog Det
PERM_1	LinStatic	Zero				Prog Det
PERM_2	LinStatic	Zero				Prog Det
VAR	LinStatic	Zero				Prog Det

5.2. Static case load assignments

Table 15: Case - Static 1 - Load Assignments

Table 15: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
SW	Load pattern	SW	1,
PERM_1	Load pattern	PERM_1	1,
PERM_2	Load pattern	PERM_2	1,
VAR	Load pattern	VAR	1,

6. Load combinations

This section provides load combination information.

Table 17: Combination Definitions

Table 17: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU_STATIC	Linear Add	SW	1,3
SLU_STATIC		PERM_1	1,3
SLU_STATIC		PERM_2	1,5
SLU_STATIC		VAR	1,5
SLE_RARA	Linear Add	SW	1,
SLE_RARA		PERM_1	1,
SLE_RARA		PERM_2	1,
SLE_RARA		VAR	1,
SLE_FREQ	Linear Add	SW	1,
SLE_FREQ		PERM_1	1,
SLE_FREQ		PERM_2	1,
SLE_FREQ		VAR	0,5
SLE_QPERM	Linear Add	SW	1,
SLE_QPERM		PERM_1	1,
SLE_QPERM		PERM_2	1,
SLE_QPERM		VAR	0,3

7. Structure results

This section provides structure results, including items such as structural periods and base reactions.

7.2. Base reactions

Table 19: Base Reactions

Table 19: Base Reactions

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SW	8,882E-16	0,	3,978	0,	-14,8171	0,
PERM_1	-7,105E-15	0,	63,489	0,	-236,4962	0,
PERM_2	-1,066E-14	0,	40,528	0,	-150,9668	0,
VAR	3,553E-15	0,	36,952	0,	-137,6462	0,

8. Joint results

This section provides joint results, including items such as displacements and reactions.

Table 20: Joint Displacements

Table 20: Joint Displacements

Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
		m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SW	1,692E-07	0,	-0,000048	0,	0,000037	0,
1	PERM_1	1,118E-06	0,	-0,000797	0,	0,001102	0,
1	PERM_2	7,138E-07	0,	-0,000509	0,	0,000703	0,
1	VAR	6,508E-07	0,	-0,000464	0,	0,000641	0,
3	SW	0,	0,	0,	0,	0,000038	0,
3	PERM_1	0,	0,	0,	0,	0,000513	0,
3	PERM_2	0,	0,	0,	0,	0,000327	0,
3	VAR	0,	0,	0,	0,	0,000299	0,
4	SW	-0,000011	0,	-0,000045	0,	0,000086	0,
4	PERM_1	-0,000174	0,	-0,000733	0,	-0,00011	0,
4	PERM_2	-0,000111	0,	-0,000468	0,	-0,00007	0,
4	VAR	-0,000101	0,	-0,000426	0,	-0,000064	0,
5	SW	-1,692E-07	0,	-0,000048	0,	-0,000037	0,
5	PERM_1	-1,118E-06	0,	-0,000797	0,	-0,001102	0,
5	PERM_2	-7,138E-07	0,	-0,000509	0,	-0,000703	0,
5	VAR	-6,508E-07	0,	-0,000464	0,	-0,000641	0,
6	SW	0,	0,	0,	0,	-0,000038	0,
6	PERM_1	0,	0,	0,	0,	-0,000513	0,
6	PERM_2	0,	0,	0,	0,	-0,000327	0,
6	VAR	0,	0,	0,	0,	-0,000299	0,
7	SW	0,000011	0,	-0,000045	0,	-0,000086	0,
7	PERM_1	0,000174	0,	-0,000733	0,	0,00011	0,
7	PERM_2	0,000111	0,	-0,000468	0,	0,00007	0,
7	VAR	0,000101	0,	-0,000426	0,	0,000064	0,

Table 21: Joint Reactions

Table 21: Joint Reactions

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	SW	-2,825	0,	1,989	0,	0,	0,
3	PERM_1	-45,346	0,	31,744	0,	0,	0,
3	PERM_2	-28,947	0,	20,264	0,	0,	0,
3	VAR	-26,393	0,	18,476	0,	0,	0,
6	SW	2,825	0,	1,989	0,	0,	0,
6	PERM_1	45,346	0,	31,744	0,	0,	0,
6	PERM_2	28,947	0,	20,264	0,	0,	0,
6	VAR	26,393	0,	18,476	0,	0,	0,

9. Frame results

This section provides frame force results.

Table 22: Element Forces - Frames

Table 22: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0,	SW	0,07	-0,142	0,	0,	0,	0,0331
1	0,465	SW	0,07	-9,677E-03	0,	0,	0,	0,0683
1	0,93	SW	0,07	0,122	0,	0,	0,	0,0421
1	1,395	SW	0,07	0,254	0,	0,	0,	-0,0454
1	1,86	SW	0,07	0,386	0,	0,	0,	-0,1942
1	0,	PERM_1	0,465	-4,124	0,	0,	0,	0,0182
1	0,465	PERM_1	0,465	-0,162	0,	0,	0,	1,0146
1	0,93	PERM_1	0,465	3,801	0,	0,	0,	0,1684
1	1,395	PERM_1	0,465	7,764	0,	0,	0,	-2,5204
1	1,86	PERM_1	0,465	11,727	0,	0,	0,	-7,052
1	0,	PERM_2	0,297	-2,633	0,	0,	0,	0,0116
1	0,465	PERM_2	0,297	-0,103	0,	0,	0,	0,6477
1	0,93	PERM_2	0,297	2,426	0,	0,	0,	0,1075
1	1,395	PERM_2	0,297	4,956	0,	0,	0,	-1,6089
1	1,86	PERM_2	0,297	7,486	0,	0,	0,	-4,5016
1	0,	VAR	0,271	-2,4	0,	0,	0,	0,0106
1	0,465	VAR	0,271	-0,094	0,	0,	0,	0,5905
1	0,93	VAR	0,271	2,212	0,	0,	0,	0,098
1	1,395	VAR	0,271	4,519	0,	0,	0,	-1,467
1	1,86	VAR	0,271	6,825	0,	0,	0,	-4,1044
1	0,	SLU_STATIC	1,547	-13,095	0,	0,	0,	0,0999
1	0,465	SLU_STATIC	1,547	-0,518	0,	0,	0,	3,2651
1	0,93	SLU_STATIC	1,547	12,059	0,	0,	0,	0,582
1	1,395	SLU_STATIC	1,547	24,636	0,	0,	0,	-7,9493
1	1,86	SLU_STATIC	1,547	37,213	0,	0,	0,	-22,329
1	0,	SLE_RARA	1,103	-9,299	0,	0,	0,	0,0735
1	0,465	SLE_RARA	1,103	-0,368	0,	0,	0,	2,3211
1	0,93	SLE_RARA	1,103	8,562	0,	0,	0,	0,4161
1	1,395	SLE_RARA	1,103	17,493	0,	0,	0,	-5,6417
1	1,86	SLE_RARA	1,103	26,423	0,	0,	0,	-15,8522
1	0,	SLE_FREQ	0,968	-8,099	0,	0,	0,	0,0682
1	0,465	SLE_FREQ	0,968	-0,321	0,	0,	0,	2,0259
1	0,93	SLE_FREQ	0,968	7,456	0,	0,	0,	0,3671

Table 22: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	1,395	SLE_FREQ	0,968	15,233	0,	0,	0,	-4,9082
1	1,86	SLE_FREQ	0,968	23,011	0,	0,	0,	-13,8
1	0,	SLE_QPERM	0,914	-7,619	0,	0,	0,	0,066
1	0,465	SLE_QPERM	0,914	-0,303	0,	0,	0,	1,9078
1	0,93	SLE_QPERM	0,914	7,014	0,	0,	0,	0,3475
1	1,395	SLE_QPERM	0,914	14,33	0,	0,	0,	-4,6148
1	1,86	SLE_QPERM	0,914	21,646	0,	0,	0,	-12,9791
2	0,	SW	-0,07	-0,529	0,	0,	0,	-0,2615
2	0,46625	SW	-0,07	-0,397	0,	0,	0,	-0,0458
2	0,9325	SW	-0,07	-0,264	0,	0,	0,	0,1083
2	1,39875	SW	-0,07	-0,132	0,	0,	0,	0,2008
2	1,865	SW	-0,07	5,518E-16	0,	0,	0,	0,2316
2	2,33125	SW	-0,07	0,132	0,	0,	0,	0,2008
2	2,7975	SW	-0,07	0,264	0,	0,	0,	0,1083
2	3,26375	SW	-0,07	0,397	0,	0,	0,	-0,0458
2	3,73	SW	-0,07	0,529	0,	0,	0,	-0,2615
2	0,	PERM_1	-0,464	-15,894	0,	0,	0,	-7,9025
2	0,46625	PERM_1	-0,464	-11,92	0,	0,	0,	-1,4184
2	0,9325	PERM_1	-0,464	-7,947	0,	0,	0,	3,2131
2	1,39875	PERM_1	-0,464	-3,973	0,	0,	0,	5,992
2	1,865	PERM_1	-0,464	9,460E-15	0,	0,	0,	6,9183
2	2,33125	PERM_1	-0,464	3,973	0,	0,	0,	5,992
2	2,7975	PERM_1	-0,464	7,947	0,	0,	0,	3,2131
2	3,26375	PERM_1	-0,464	11,92	0,	0,	0,	-1,4184
2	3,73	PERM_1	-0,464	15,894	0,	0,	0,	-7,9025
2	0,	PERM_2	-0,296	-10,146	0,	0,	0,	-5,0445
2	0,46625	PERM_2	-0,296	-7,609	0,	0,	0,	-0,9054
2	0,9325	PERM_2	-0,296	-5,073	0,	0,	0,	2,0511
2	1,39875	PERM_2	-0,296	-2,536	0,	0,	0,	3,825
2	1,865	PERM_2	-0,296	5,369E-15	0,	0,	0,	4,4163
2	2,33125	PERM_2	-0,296	2,536	0,	0,	0,	3,825
2	2,7975	PERM_2	-0,296	5,073	0,	0,	0,	2,0511
2	3,26375	PERM_2	-0,296	7,609	0,	0,	0,	-0,9054
2	3,73	PERM_2	-0,296	10,146	0,	0,	0,	-5,0445
2	0,	VAR	-0,27	-9,25	0,	0,	0,	-4,5994
2	0,46625	VAR	-0,27	-6,938	0,	0,	0,	-0,8255
2	0,9325	VAR	-0,27	-4,625	0,	0,	0,	1,8701
2	1,39875	VAR	-0,27	-2,313	0,	0,	0,	3,4875
2	1,865	VAR	-0,27	8,030E-15	0,	0,	0,	4,0266
2	2,33125	VAR	-0,27	2,313	0,	0,	0,	3,4875
2	2,7975	VAR	-0,27	4,625	0,	0,	0,	1,8701
2	3,26375	VAR	-0,27	6,938	0,	0,	0,	-0,8255
2	3,73	VAR	-0,27	9,25	0,	0,	0,	-4,5994
2	0,	SLU_STATIC	-1,543	-50,443	0,	0,	0,	-25,079
2	0,46625	SLU_STATIC	-1,543	-37,832	0,	0,	0,	-4,4998
2	0,9325	SLU_STATIC	-1,543	-25,222	0,	0,	0,	10,1996
2	1,39875	SLU_STATIC	-1,543	-12,611	0,	0,	0,	19,0193
2	1,865	SLU_STATIC	-1,543	3,312E-14	0,	0,	0,	21,9591
2	2,33125	SLU_STATIC	-1,543	12,611	0,	0,	0,	19,0193
2	2,7975	SLU_STATIC	-1,543	25,222	0,	0,	0,	10,1996
2	3,26375	SLU_STATIC	-1,543	37,832	0,	0,	0,	-4,4998
2	3,73	SLU_STATIC	-1,543	50,443	0,	0,	0,	-25,079
2	0,	SLE_RARA	-1,1	-35,818	0,	0,	0,	-17,8079
2	0,46625	SLE_RARA	-1,1	-26,864	0,	0,	0,	-3,1951

Table 22: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	0,9325	SLE_RARA	-1,1	-17,909	0,	0,	0,	7,2426
2	1,39875	SLE_RARA	-1,1	-8,955	0,	0,	0,	13,5052
2	1,865	SLE_RARA	-1,1	2,341E-14	0,	0,	0,	15,5927
2	2,33125	SLE_RARA	-1,1	8,955	0,	0,	0,	13,5052
2	2,7975	SLE_RARA	-1,1	17,909	0,	0,	0,	7,2426
2	3,26375	SLE_RARA	-1,1	26,864	0,	0,	0,	-3,1951
2	3,73	SLE_RARA	-1,1	35,818	0,	0,	0,	-17,8079
2	0,	SLE_FREQ	-0,965	-31,193	0,	0,	0,	-15,5082
2	0,46625	SLE_FREQ	-0,965	-23,395	0,	0,	0,	-2,7823
2	0,9325	SLE_FREQ	-0,965	-15,597	0,	0,	0,	6,3075
2	1,39875	SLE_FREQ	-0,965	-7,798	0,	0,	0,	11,7615
2	1,865	SLE_FREQ	-0,965	1,940E-14	0,	0,	0,	13,5795
2	2,33125	SLE_FREQ	-0,965	7,798	0,	0,	0,	11,7615
2	2,7975	SLE_FREQ	-0,965	15,597	0,	0,	0,	6,3075
2	3,26375	SLE_FREQ	-0,965	23,395	0,	0,	0,	-2,7823
2	3,73	SLE_FREQ	-0,965	31,193	0,	0,	0,	-15,5082
2	0,	SLE_QPERM	-0,911	-29,343	0,	0,	0,	-14,5883
2	0,46625	SLE_QPERM	-0,911	-22,007	0,	0,	0,	-2,6172
2	0,9325	SLE_QPERM	-0,911	-14,672	0,	0,	0,	5,9335
2	1,39875	SLE_QPERM	-0,911	-7,336	0,	0,	0,	11,064
2	1,865	SLE_QPERM	-0,911	1,779E-14	0,	0,	0,	12,7741
2	2,33125	SLE_QPERM	-0,911	7,336	0,	0,	0,	11,064
2	2,7975	SLE_QPERM	-0,911	14,672	0,	0,	0,	5,9335
2	3,26375	SLE_QPERM	-0,911	22,007	0,	0,	0,	-2,6172
2	3,73	SLE_QPERM	-0,911	29,343	0,	0,	0,	-14,5883
3	0,	SW	0,07	-0,386	0,	0,	0,	-0,1942
3	0,465	SW	0,07	-0,254	0,	0,	0,	-0,0454
3	0,93	SW	0,07	-0,122	0,	0,	0,	0,0421
3	1,395	SW	0,07	9,677E-03	0,	0,	0,	0,0683
3	1,86	SW	0,07	0,142	0,	0,	0,	0,0331
3	0,	PERM_1	0,465	-11,727	0,	0,	0,	-7,052
3	0,465	PERM_1	0,465	-7,764	0,	0,	0,	-2,5204
3	0,93	PERM_1	0,465	-3,801	0,	0,	0,	0,1684
3	1,395	PERM_1	0,465	0,162	0,	0,	0,	1,0146
3	1,86	PERM_1	0,465	4,124	0,	0,	0,	0,0182
3	0,	PERM_2	0,297	-7,486	0,	0,	0,	-4,5016
3	0,465	PERM_2	0,297	-4,956	0,	0,	0,	-1,6089
3	0,93	PERM_2	0,297	-2,426	0,	0,	0,	0,1075
3	1,395	PERM_2	0,297	0,103	0,	0,	0,	0,6477
3	1,86	PERM_2	0,297	2,633	0,	0,	0,	0,0116
3	0,	VAR	0,271	-6,825	0,	0,	0,	-4,1044
3	0,465	VAR	0,271	-4,519	0,	0,	0,	-1,467
3	0,93	VAR	0,271	-2,212	0,	0,	0,	0,098
3	1,395	VAR	0,271	0,094	0,	0,	0,	0,5905
3	1,86	VAR	0,271	2,4	0,	0,	0,	0,0106
3	0,	SLU_STATIC	1,547	-37,213	0,	0,	0,	-22,329
3	0,465	SLU_STATIC	1,547	-24,636	0,	0,	0,	-7,9493
3	0,93	SLU_STATIC	1,547	-12,059	0,	0,	0,	0,582
3	1,395	SLU_STATIC	1,547	0,518	0,	0,	0,	3,2651
3	1,86	SLU_STATIC	1,547	13,095	0,	0,	0,	0,0999
3	0,	SLE_RARA	1,103	-26,423	0,	0,	0,	-15,8522
3	0,465	SLE_RARA	1,103	-17,493	0,	0,	0,	-5,6417
3	0,93	SLE_RARA	1,103	-8,562	0,	0,	0,	0,4161
3	1,395	SLE_RARA	1,103	0,368	0,	0,	0,	2,3211

Table 22: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	1,86	SLE_RARA	1,103	9,299	0,	0,	0,	0,0735
3	0,	SLE_FREQ	0,968	-23,011	0,	0,	0,	-13,8
3	0,465	SLE_FREQ	0,968	-15,233	0,	0,	0,	-4,9082
3	0,93	SLE_FREQ	0,968	-7,456	0,	0,	0,	0,3671
3	1,395	SLE_FREQ	0,968	0,321	0,	0,	0,	2,0259
3	1,86	SLE_FREQ	0,968	8,099	0,	0,	0,	0,0682
3	0,	SLE_QPERM	0,914	-21,646	0,	0,	0,	-12,9791
3	0,465	SLE_QPERM	0,914	-14,33	0,	0,	0,	-4,6148
3	0,93	SLE_QPERM	0,914	-7,014	0,	0,	0,	0,3475
3	1,395	SLE_QPERM	0,914	0,303	0,	0,	0,	1,9078
3	1,86	SLE_QPERM	0,914	7,619	0,	0,	0,	0,066
4	0,	SW	3,314	-0,136	0,	0,	0,	-0,0331
4	1,09078	SW	3,211	0,031	0,	0,	0,	0,0238
4	2,18156	SW	3,109	0,199	0,	0,	0,	-0,1017
4	0,	PERM_1	52,699	-0,096	0,	0,	0,	-0,0182
4	1,09078	PERM_1	52,699	-0,096	0,	0,	0,	0,0862
4	2,18156	PERM_1	52,699	-0,096	0,	0,	0,	0,1906
4	0,	PERM_2	33,64	-0,061	0,	0,	0,	-0,0116
4	1,09078	PERM_2	33,64	-0,061	0,	0,	0,	0,055
4	2,18156	PERM_2	33,64	-0,061	0,	0,	0,	0,1217
4	0,	VAR	30,672	-0,056	0,	0,	0,	-0,0106
4	1,09078	VAR	30,672	-0,056	0,	0,	0,	0,0502
4	2,18156	VAR	30,672	-0,056	0,	0,	0,	0,111
4	0,	SLU_STATIC	169,285	-0,476	0,	0,	0,	-0,0999
4	1,09078	SLU_STATIC	169,152	-0,259	0,	0,	0,	0,3009
4	2,18156	SLU_STATIC	169,019	-0,041	0,	0,	0,	0,4646
4	0,	SLE_RARA	120,325	-0,348	0,	0,	0,	-0,0735
4	1,09078	SLE_RARA	120,223	-0,181	0,	0,	0,	0,2153
4	2,18156	SLE_RARA	120,12	-0,014	0,	0,	0,	0,3216
4	0,	SLE_FREQ	104,989	-0,32	0,	0,	0,	-0,0682
4	1,09078	SLE_FREQ	104,887	-0,153	0,	0,	0,	0,1902
4	2,18156	SLE_FREQ	104,784	0,014	0,	0,	0,	0,2661
4	0,	SLE_QPERM	98,855	-0,309	0,	0,	0,	-0,066
4	1,09078	SLE_QPERM	98,752	-0,142	0,	0,	0,	0,1802
4	2,18156	SLE_QPERM	98,65	0,025	0,	0,	0,	0,244
5	0,	SW	2,895	-0,335	0,	0,	0,	-0,1946
5	0,46625	SW	2,895	-0,252	0,	0,	0,	-0,0578
5	0,9325	SW	2,895	-0,168	0,	0,	0,	0,0399
5	1,39875	SW	2,895	-0,084	0,	0,	0,	0,0986
5	1,865	SW	2,895	3,609E-16	0,	0,	0,	0,1181
5	2,33125	SW	2,895	0,084	0,	0,	0,	0,0986
5	2,7975	SW	2,895	0,168	0,	0,	0,	0,0399
5	3,26375	SW	2,895	0,252	0,	0,	0,	-0,0578
5	3,73	SW	2,895	0,335	0,	0,	0,	-0,1946
5	0,	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	0,46625	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	0,9325	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	1,39875	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	1,865	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	2,33125	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	2,7975	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	3,26375	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	3,73	PERM_1	45,81	9,090E-16	0,	0,	0,	-0,0178
5	0,	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114

Table 22: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
5	0,46625	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114
5	0,9325	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114
5	1,39875	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114
5	1,865	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114
5	2,33125	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114
5	2,7975	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114
5	3,26375	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114
5	3,73	PERM_2	29,243	6,418E-16	0,	0,	0,	-0,0114
5	0,	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	0,46625	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	0,9325	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	1,39875	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	1,865	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	2,33125	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	2,7975	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	3,26375	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	3,73	VAR	26,663	9,055E-16	0,	0,	0,	-0,0104
5	0,	SLU_STATIC	147,175	-0,436	0,	0,	0,	-0,3087
5	0,46625	SLU_STATIC	147,175	-0,327	0,	0,	0,	-0,1309
5	0,9325	SLU_STATIC	147,175	-0,218	0,	0,	0,	-0,0039
5	1,39875	SLU_STATIC	147,175	-0,109	0,	0,	0,	0,0724
5	1,865	SLU_STATIC	147,175	3,972E-15	0,	0,	0,	0,0978
5	2,33125	SLU_STATIC	147,175	0,109	0,	0,	0,	0,0724
5	2,7975	SLU_STATIC	147,175	0,218	0,	0,	0,	-0,0039
5	3,26375	SLU_STATIC	147,175	0,327	0,	0,	0,	-0,1309
5	3,73	SLU_STATIC	147,175	0,436	0,	0,	0,	-0,3087
5	0,	SLE_RARA	104,61	-0,335	0,	0,	0,	-0,2342
5	0,46625	SLE_RARA	104,61	-0,252	0,	0,	0,	-0,0973
5	0,9325	SLE_RARA	104,61	-0,168	0,	0,	0,	3,796E-04
5	1,39875	SLE_RARA	104,61	-0,084	0,	0,	0,	0,059
5	1,865	SLE_RARA	104,61	2,817E-15	0,	0,	0,	0,0786
5	2,33125	SLE_RARA	104,61	0,084	0,	0,	0,	0,059
5	2,7975	SLE_RARA	104,61	0,168	0,	0,	0,	3,796E-04
5	3,26375	SLE_RARA	104,61	0,252	0,	0,	0,	-0,0973
5	3,73	SLE_RARA	104,61	0,335	0,	0,	0,	-0,2342
5	0,	SLE_FREQ	91,279	-0,335	0,	0,	0,	-0,229
5	0,46625	SLE_FREQ	91,279	-0,252	0,	0,	0,	-0,0922
5	0,9325	SLE_FREQ	91,279	-0,168	0,	0,	0,	0,0056
5	1,39875	SLE_FREQ	91,279	-0,084	0,	0,	0,	0,0642
5	1,865	SLE_FREQ	91,279	2,364E-15	0,	0,	0,	0,0837
5	2,33125	SLE_FREQ	91,279	0,084	0,	0,	0,	0,0642
5	2,7975	SLE_FREQ	91,279	0,168	0,	0,	0,	0,0056
5	3,26375	SLE_FREQ	91,279	0,252	0,	0,	0,	-0,0922
5	3,73	SLE_FREQ	91,279	0,335	0,	0,	0,	-0,229
5	0,	SLE_QPERM	85,947	-0,335	0,	0,	0,	-0,2269
5	0,46625	SLE_QPERM	85,947	-0,252	0,	0,	0,	-0,0901
5	0,9325	SLE_QPERM	85,947	-0,168	0,	0,	0,	0,0076
5	1,39875	SLE_QPERM	85,947	-0,084	0,	0,	0,	0,0663
5	1,865	SLE_QPERM	85,947	2,183E-15	0,	0,	0,	0,0858
5	2,33125	SLE_QPERM	85,947	0,084	0,	0,	0,	0,0663
5	2,7975	SLE_QPERM	85,947	0,168	0,	0,	0,	0,0076
5	3,26375	SLE_QPERM	85,947	0,252	0,	0,	0,	-0,0901
5	3,73	SLE_QPERM	85,947	0,335	0,	0,	0,	-0,2269
6	0,	SW	3,109	-0,199	0,	0,	0,	-0,1017

Table 22: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
6	1,09078	SW	3,211	-0,031	0,	0,	0,	0,0238
6	2,18156	SW	3,314	0,136	0,	0,	0,	-0,0331
6	0,	PERM_1	52,699	0,096	0,	0,	0,	0,1906
6	1,09078	PERM_1	52,699	0,096	0,	0,	0,	0,0862
6	2,18156	PERM_1	52,699	0,096	0,	0,	0,	-0,0182
6	0,	PERM_2	33,64	0,061	0,	0,	0,	0,1217
6	1,09078	PERM_2	33,64	0,061	0,	0,	0,	0,055
6	2,18156	PERM_2	33,64	0,061	0,	0,	0,	-0,0116
6	0,	VAR	30,672	0,056	0,	0,	0,	0,111
6	1,09078	VAR	30,672	0,056	0,	0,	0,	0,0502
6	2,18156	VAR	30,672	0,056	0,	0,	0,	-0,0106
6	0,	SLU_STATIC	169,019	0,041	0,	0,	0,	0,4646
6	1,09078	SLU_STATIC	169,152	0,259	0,	0,	0,	0,3009
6	2,18156	SLU_STATIC	169,285	0,476	0,	0,	0,	-0,0999
6	0,	SLE_RARA	120,12	0,014	0,	0,	0,	0,3216
6	1,09078	SLE_RARA	120,223	0,181	0,	0,	0,	0,2153
6	2,18156	SLE_RARA	120,325	0,348	0,	0,	0,	-0,0735
6	0,	SLE_FREQ	104,784	-0,014	0,	0,	0,	0,2661
6	1,09078	SLE_FREQ	104,887	0,153	0,	0,	0,	0,1902
6	2,18156	SLE_FREQ	104,989	0,32	0,	0,	0,	-0,0682
6	0,	SLE_QPERM	98,65	-0,025	0,	0,	0,	0,244
6	1,09078	SLE_QPERM	98,752	0,142	0,	0,	0,	0,1802
6	2,18156	SLE_QPERM	98,855	0,309	0,	0,	0,	-0,066
7	0,	SW	-1,12	-0,141	0,	0,	0,	-0,0929
7	0,57	SW	-1,017	-0,141	0,	0,	0,	-0,0128
7	1,14	SW	-0,915	-0,141	0,	0,	0,	0,0674
7	0,	PERM_1	-27,62	-0,929	0,	0,	0,	-0,2085
7	0,57	PERM_1	-27,62	-0,929	0,	0,	0,	0,321
7	1,14	PERM_1	-27,62	-0,929	0,	0,	0,	0,8505
7	0,	PERM_2	-17,631	-0,593	0,	0,	0,	-0,1331
7	0,57	PERM_2	-17,631	-0,593	0,	0,	0,	0,2049
7	1,14	PERM_2	-17,631	-0,593	0,	0,	0,	0,5429
7	0,	VAR	-16,076	-0,541	0,	0,	0,	-0,1213
7	0,57	VAR	-16,076	-0,541	0,	0,	0,	0,1868
7	1,14	VAR	-16,076	-0,541	0,	0,	0,	0,495
7	0,	SLU_STATIC	-87,922	-3,091	0,	0,	0,	-0,7734
7	0,57	SLU_STATIC	-87,789	-3,091	0,	0,	0,	0,9883
7	1,14	SLU_STATIC	-87,656	-3,091	0,	0,	0,	2,75
7	0,	SLE_RARA	-62,447	-2,203	0,	0,	0,	-0,5558
7	0,57	SLE_RARA	-62,344	-2,203	0,	0,	0,	0,7
7	1,14	SLE_RARA	-62,242	-2,203	0,	0,	0,	1,9557
7	0,	SLE_FREQ	-54,409	-1,933	0,	0,	0,	-0,4951
7	0,57	SLE_FREQ	-54,306	-1,933	0,	0,	0,	0,6066
7	1,14	SLE_FREQ	-54,204	-1,933	0,	0,	0,	1,7082
7	0,	SLE_QPERM	-51,194	-1,825	0,	0,	0,	-0,4708
7	0,57	SLE_QPERM	-51,091	-1,825	0,	0,	0,	0,5692
7	1,14	SLE_QPERM	-50,989	-1,825	0,	0,	0,	1,6092
8	0,	SW	-1,12	0,141	0,	0,	0,	0,0929
8	0,57	SW	-1,017	0,141	0,	0,	0,	0,0128
8	1,14	SW	-0,915	0,141	0,	0,	0,	-0,0674
8	0,	PERM_1	-27,62	0,929	0,	0,	0,	0,2085
8	0,57	PERM_1	-27,62	0,929	0,	0,	0,	-0,321
8	1,14	PERM_1	-27,62	0,929	0,	0,	0,	-0,8505
8	0,	PERM_2	-17,631	0,593	0,	0,	0,	0,1331

9. Frame results

Table 22: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
8	0,57	PERM_2	-17,631	0,593	0,	0,	0,	-0,2049
8	1,14	PERM_2	-17,631	0,593	0,	0,	0,	-0,5429
8	0,	VAR	-16,076	0,541	0,	0,	0,	0,1213
8	0,57	VAR	-16,076	0,541	0,	0,	0,	-0,1868
8	1,14	VAR	-16,076	0,541	0,	0,	0,	-0,495
8	0,	SLU_STATIC	-87,922	3,091	0,	0,	0,	0,7734
8	0,57	SLU_STATIC	-87,789	3,091	0,	0,	0,	-0,9883
8	1,14	SLU_STATIC	-87,656	3,091	0,	0,	0,	-2,75
8	0,	SLE_RARA	-62,447	2,203	0,	0,	0,	0,5558
8	0,57	SLE_RARA	-62,344	2,203	0,	0,	0,	-0,7
8	1,14	SLE_RARA	-62,242	2,203	0,	0,	0,	-1,9557
8	0,	SLE_FREQ	-54,409	1,933	0,	0,	0,	0,4951
8	0,57	SLE_FREQ	-54,306	1,933	0,	0,	0,	-0,6066
8	1,14	SLE_FREQ	-54,204	1,933	0,	0,	0,	-1,7082
8	0,	SLE_QPERM	-51,194	1,825	0,	0,	0,	0,4708
8	0,57	SLE_QPERM	-51,091	1,825	0,	0,	0,	-0,5692
8	1,14	SLE_QPERM	-50,989	1,825	0,	0,	0,	-1,6092

APPENDICE 2

Report modello F.E.M. della reticolare “2” (fabbricato 3I)

License #2010*1223RHPSLHB6RJ3

SAP2000 Analysis Report

Prepared by

Computers and Structures, Inc.

Model Name: capr2_v1.sdb

1. Model geometry

This section provides model geometry information, including items such as joint coordinates, joint restraints, and element connectivity.

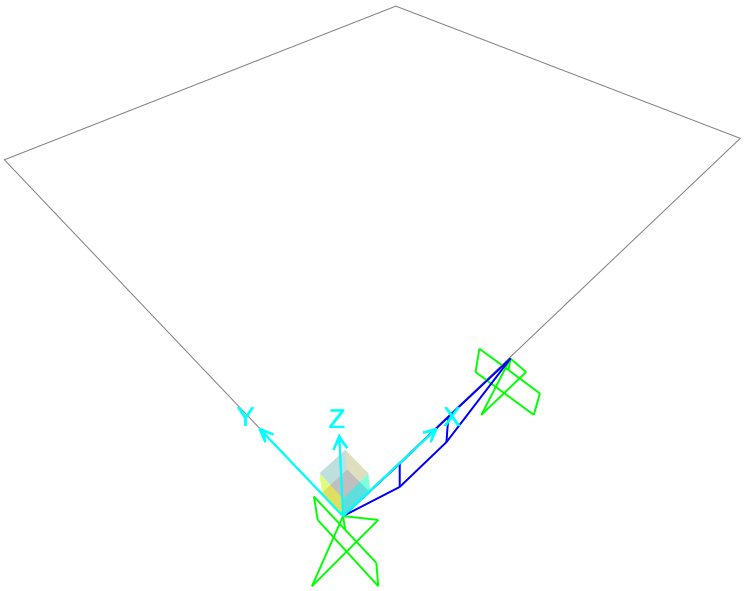


Figure 1: Finite element model

1.1. Joint coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Joint	CoordSys	CoordType	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
			m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	1,65	0,	0,
3	GLOBAL	Cartesian	0,	0,	0,
4	GLOBAL	Cartesian	1,65	0,	-0,98
5	GLOBAL	Cartesian	3,27	0,	0,
6	GLOBAL	Cartesian	5,65	0,	0,
7	GLOBAL	Cartesian	3,27	0,	-0,98

1.2. Joint restraints

Table 2: Joint Restraint Assignments

Table 2: Joint Restraint Assignments

Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
3	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
6	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes

1.3. Element connectivity

Table 3: Connectivity - Frame

Table 3: Connectivity - Frame

Frame	JointI	JointJ	Length m
1	3	1	1,65
2	1	5	1,62
3	5	6	2,38
4	3	4	1,91909
5	4	7	1,62
6	7	6	2,57387
7	4	1	0,98
8	7	5	0,98

Table 4: Frame Section Assignments

Table 4: Frame Section Assignments

Frame	AnalSect	DesignSect	MatProp
1	HEB160	HEB160	Default
2	HEB160	HEB160	Default
3	HEB160	HEB160	Default
4	L80x80x8	L80x80x8	Default
5	L80x80x8	L80x80x8	Default
6	L80x80x8	L80x80x8	Default
7	L80x80x8	L80x80x8	Default
8	L80x80x8	L80x80x8	Default

Table 5: Frame Release Assignments 1 - General, Part 1 of 2

Table 5: Frame Release Assignments 1 - General, Part 1 of 2

Frame	PI	V2I	V3I	TI	M2I	M3I
4	No	No	No	No	No	Yes
5	No	No	No	No	No	Yes
6	No	No	No	No	No	Yes
7	No	No	No	No	No	Yes
8	No	No	No	No	No	Yes

Table 5: Frame Release Assignments 1 - General, Part 2 of 2

Table 5: Frame Release Assignments 1 - General, Part 2 of 2

Frame	PJ	V2J	V3J	TJ	M2J	M3J
4	No	No	No	No	No	Yes
5	No	No	No	No	No	Yes
6	No	No	No	No	No	Yes
7	No	No	No	No	No	Yes
8	No	No	No	No	No	Yes

2. Material properties

This section provides material property information for materials used in the model.

Table 6: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table 6: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2		1/C
S355	7,6973E+01	7,8490E+00	210000000,	80769230,77	0,3	1,1700E-05

Table 7: Material Properties 03a - Steel Data

Table 7: Material Properties 03a - Steel Data

Material	Fy	Fu	FinalSlope
	KN/m2	KN/m2	
S355	355000,	510000,	-0,1

3. Section properties

This section provides section property information for objects used in the model.

3.1. Frames

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb
			m	m	m	m	m	m
HEB160	S355	I/Wide Flange	0,16	0,16	0,013	0,008	0,16	0,013
L80x80x8	S355	Double Angle	0,08	0,16	0,008	0,008		

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

SectionName	Area	TorsConst	I33	I22	I23	AS2	AS3
	m2	m4	m4	m4	m4	m2	m2
HEB160	0,005232	2,444E-07	0,000024	8,880E-06	0,	0,00128	0,003467
L80x80x8	0,002336	4,783E-08	1,438E-06	2,851E-06	0,	0,00128	0,001184

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

SectionName	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
	m3	m3	m3	m3	m	m
HEB160	0,000302	0,000111	0,000342	0,000169	0,06792	0,041199
L80x80x8	0,000026	0,000036	0,000046	0,000062	0,024813	0,034934

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

SectionName	AMod	A2Mod	A3Mod	JMod	I2Mod	I3Mod	MMod	WMod
HEB160	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
L80x80x8	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,

4. Load patterns

This section provides loading information as applied to the model.

4.1. Definitions

Table 14: Load Pattern Definitions

Table 14: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
SW	Dead	1,	
PERM_1	Dead	0,	
PERM_2	Dead	0,	
VAR	Live	0,	

5. Load cases

This section provides load case information.

5.1. Definitions

Table 15: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Table 15: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesActOpt
SW	LinStatic	Zero				Prog Det
PERM_1	LinStatic	Zero				Prog Det
PERM_2	LinStatic	Zero				Prog Det
VAR	LinStatic	Zero				Prog Det

5.2. Static case load assignments

Table 16: Case - Static 1 - Load Assignments

Table 16: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
SW	Load pattern	SW	1,
PERM_1	Load pattern	PERM_1	1,
PERM_2	Load pattern	PERM_2	1,
VAR	Load pattern	VAR	1,

6. Load combinations

This section provides load combination information.

Table 18: Combination Definitions

Table 18: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU_STATIC	Linear Add	SW	1,3
SLU_STATIC		PERM_1	1,3
SLU_STATIC		PERM_2	1,5
SLU_STATIC		VAR	1,5
SLE_RARA	Linear Add	SW	1,
SLE_RARA		PERM_1	1,
SLE_RARA		PERM_2	1,
SLE_RARA		VAR	1,
SLE_FREQ	Linear Add	SW	1,
SLE_FREQ		PERM_1	1,
SLE_FREQ		PERM_2	1,
SLE_FREQ		VAR	0,5
SLE_QPERM	Linear Add	SW	1,
SLE_QPERM		PERM_1	1,
SLE_QPERM		PERM_2	1,
SLE_QPERM		VAR	0,3

7. Frame results

This section provides frame force results.

Table 19: Element Forces - Frames

Table 20: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0,	SLU_STATIC	0,	-10,996	0,	0,	0,	1,312E-15
1	0,4125	SLU_STATIC	0,	-10,78	0,	0,	0,	4,4914
1	0,825	SLU_STATIC	0,	-10,564	0,	0,	0,	8,8938
1	1,2375	SLU_STATIC	0,	-10,348	0,	0,	0,	13,2071
1	1,65	SLU_STATIC	0,	-10,133	0,	0,	0,	17,4313
1	0,	SLE_RARA	0,	-7,827	0,	0,	0,	8,726E-16
1	0,4125	SLE_RARA	0,	-7,661	0,	0,	0,	3,1946
1	0,825	SLE_RARA	0,	-7,495	0,	0,	0,	6,3206
1	1,2375	SLE_RARA	0,	-7,329	0,	0,	0,	9,3781
1	1,65	SLE_RARA	0,	-7,163	0,	0,	0,	12,367
1	0,	SLE_FREQ	0,	-6,863	0,	0,	0,	4,285E-16
1	0,4125	SLE_FREQ	0,	-6,697	0,	0,	0,	2,7966
1	0,825	SLE_FREQ	0,	-6,531	0,	0,	0,	5,5247
1	1,2375	SLE_FREQ	0,	-6,364	0,	0,	0,	8,1843
1	1,65	SLE_FREQ	0,	-6,198	0,	0,	0,	10,7753
1	0,	SLE_QPERM	0,	-6,477	0,	0,	0,	2,508E-16
1	0,4125	SLE_QPERM	0,	-6,311	0,	0,	0,	2,6374
1	0,825	SLE_QPERM	0,	-6,145	0,	0,	0,	5,2064
1	1,2375	SLE_QPERM	0,	-5,979	0,	0,	0,	7,7068
1	1,65	SLE_QPERM	0,	-5,812	0,	0,	0,	10,1386
2	0,	SLU_STATIC	0,	15,19	0,	0,	0,	17,4313
2	0,405	SLU_STATIC	0,	15,402	0,	0,	0,	11,2366
2	0,81	SLU_STATIC	0,	15,614	0,	0,	0,	4,956
2	1,215	SLU_STATIC	0,	15,826	0,	0,	0,	-1,4105
2	1,62	SLU_STATIC	0,	16,038	0,	0,	0,	-7,8629

Table 20: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	0,	SLE_RARA	0,	10,748	0,	0,	0,	12,367
2	0,405	SLE_RARA	0,	10,911	0,	0,	0,	7,981
2	0,81	SLE_RARA	0,	11,075	0,	0,	0,	3,5288
2	1,215	SLE_RARA	0,	11,238	0,	0,	0,	-0,9894
2	1,62	SLE_RARA	0,	11,401	0,	0,	0,	-5,5737
2	0,	SLE_FREQ	0,	9,321	0,	0,	0,	10,7753
2	0,405	SLE_FREQ	0,	9,485	0,	0,	0,	6,9671
2	0,81	SLE_FREQ	0,	9,648	0,	0,	0,	3,0929
2	1,215	SLE_FREQ	0,	9,811	0,	0,	0,	-0,8474
2	1,62	SLE_FREQ	0,	9,974	0,	0,	0,	-4,8538
2	0,	SLE_QPERM	0,	8,751	0,	0,	0,	10,1386
2	0,405	SLE_QPERM	0,	8,914	0,	0,	0,	6,5616
2	0,81	SLE_QPERM	0,	9,077	0,	0,	0,	2,9185
2	1,215	SLE_QPERM	0,	9,24	0,	0,	0,	-0,7907
2	1,62	SLE_QPERM	0,	9,403	0,	0,	0,	-4,5659
3	0,	SLU_STATIC	0,	-3,927	0,	0,	0,	-7,8629
3	0,476	SLU_STATIC	0,	-3,678	0,	0,	0,	-6,053
3	0,952	SLU_STATIC	0,	-3,428	0,	0,	0,	-4,3618
3	1,428	SLU_STATIC	0,	-3,179	0,	0,	0,	-2,7893
3	1,904	SLU_STATIC	0,	-2,93	0,	0,	0,	-1,3353
3	2,38	SLU_STATIC	0,	-2,681	0,	0,	0,	6,701E-16
3	0,	SLE_RARA	0,	-2,821	0,	0,	0,	-5,5737
3	0,476	SLE_RARA	0,	-2,629	0,	0,	0,	-4,2764
3	0,952	SLE_RARA	0,	-2,438	0,	0,	0,	-3,0705
3	1,428	SLE_RARA	0,	-2,246	0,	0,	0,	-1,9557
3	1,904	SLE_RARA	0,	-2,054	0,	0,	0,	-0,9322
3	2,38	SLE_RARA	0,	-1,863	0,	0,	0,	3,870E-16
3	0,	SLE_FREQ	0,	-2,519	0,	0,	0,	-4,8538
3	0,476	SLE_FREQ	0,	-2,327	0,	0,	0,	-3,7006
3	0,952	SLE_FREQ	0,	-2,135	0,	0,	0,	-2,6385
3	1,428	SLE_FREQ	0,	-1,944	0,	0,	0,	-1,6678
3	1,904	SLE_FREQ	0,	-1,752	0,	0,	0,	-0,7883
3	2,38	SLE_FREQ	0,	-1,56	0,	0,	0,	2,337E-16
3	0,	SLE_QPERM	0,	-2,398	0,	0,	0,	-4,5659
3	0,476	SLE_QPERM	0,	-2,206	0,	0,	0,	-3,4702
3	0,952	SLE_QPERM	0,	-2,014	0,	0,	0,	-2,4658
3	1,428	SLE_QPERM	0,	-1,823	0,	0,	0,	-1,5526
3	1,904	SLE_QPERM	0,	-1,631	0,	0,	0,	-0,7307
3	2,38	SLE_QPERM	0,	-1,439	0,	0,	0,	1,724E-16
4	0,	SLU_STATIC	171,747	-0,193	0,	0,	0,	0,
4	0,95954	SLU_STATIC	171,632	1,051E-17	0,	0,	0,	0,0925
4	1,91909	SLU_STATIC	171,518	0,193	0,	0,	0,	-2,090E-17
4	0,	SLE_RARA	122,466	-0,148	0,	0,	0,	0,
4	0,95954	SLE_RARA	122,377	8,082E-18	0,	0,	0,	0,0712
4	1,91909	SLE_RARA	122,289	0,148	0,	0,	0,	-1,608E-17
4	0,	SLE_FREQ	107,596	-0,148	0,	0,	0,	0,
4	0,95954	SLE_FREQ	107,508	8,082E-18	0,	0,	0,	0,0712
4	1,91909	SLE_FREQ	107,419	0,148	0,	0,	0,	-1,608E-17
4	0,	SLE_QPERM	101,648	-0,148	0,	0,	0,	0,
4	0,95954	SLE_QPERM	101,56	8,082E-18	0,	0,	0,	0,0712
4	1,91909	SLE_QPERM	101,472	0,148	0,	0,	0,	-1,608E-17
5	0,	SLU_STATIC	147,567	-0,189	0,	0,	0,	0,
5	0,405	SLU_STATIC	147,567	-0,095	0,	0,	0,	0,0575
5	0,81	SLU_STATIC	147,567	5,673E-18	0,	0,	0,	0,0767

Table 20: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
5	1,215	SLU_STATIC	147,567	0,095	0,	0,	0,	0,0575
5	1,62	SLU_STATIC	147,567	0,189	0,	0,	0,	-8,793E-18
5	0,	SLE_RARA	105,218	-0,146	0,	0,	0,	0,
5	0,405	SLE_RARA	105,218	-0,073	0,	0,	0,	0,0442
5	0,81	SLE_RARA	105,218	4,364E-18	0,	0,	0,	0,059
5	1,215	SLE_RARA	105,218	0,073	0,	0,	0,	0,0442
5	1,62	SLE_RARA	105,218	0,146	0,	0,	0,	-6,764E-18
5	0,	SLE_FREQ	92,433	-0,146	0,	0,	0,	0,
5	0,405	SLE_FREQ	92,433	-0,073	0,	0,	0,	0,0442
5	0,81	SLE_FREQ	92,433	4,364E-18	0,	0,	0,	0,059
5	1,215	SLE_FREQ	92,433	0,073	0,	0,	0,	0,0442
5	1,62	SLE_FREQ	92,433	0,146	0,	0,	0,	-6,764E-18
5	0,	SLE_QPERM	87,319	-0,146	0,	0,	0,	0,
5	0,405	SLE_QPERM	87,319	-0,073	0,	0,	0,	0,0442
5	0,81	SLE_QPERM	87,319	4,364E-18	0,	0,	0,	0,059
5	1,215	SLE_QPERM	87,319	0,073	0,	0,	0,	0,0442
5	1,62	SLE_QPERM	87,319	0,146	0,	0,	0,	-6,764E-18
6	0,	SLU_STATIC	159,472	-0,278	0,	0,	0,	0,
6	1,28693	SLU_STATIC	159,587	7,236E-17	0,	0,	0,	0,179
6	2,57387	SLU_STATIC	159,702	0,278	0,	0,	0,	-2,375E-16
6	0,	SLE_RARA	113,701	-0,214	0,	0,	0,	0,
6	1,28693	SLE_RARA	113,789	5,566E-17	0,	0,	0,	0,1377
6	2,57387	SLE_RARA	113,877	0,214	0,	0,	0,	-1,827E-16
6	0,	SLE_FREQ	99,874	-0,214	0,	0,	0,	0,
6	1,28693	SLE_FREQ	99,963	5,566E-17	0,	0,	0,	0,1377
6	2,57387	SLE_FREQ	100,051	0,214	0,	0,	0,	-1,827E-16
6	0,	SLE_QPERM	94,344	-0,214	0,	0,	0,	0,
6	1,28693	SLE_QPERM	94,432	5,566E-17	0,	0,	0,	0,1377
6	2,57387	SLE_QPERM	94,52	0,214	0,	0,	0,	-1,827E-16
7	0,	SLU_STATIC	-87,232	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,49	SLU_STATIC	-87,117	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,98	SLU_STATIC	-87,003	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	SLE_RARA	-62,175	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,49	SLE_RARA	-62,087	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,98	SLE_RARA	-61,999	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	SLE_FREQ	-54,582	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,49	SLE_FREQ	-54,493	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,98	SLE_FREQ	-54,405	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,	SLE_QPERM	-51,544	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,49	SLE_QPERM	-51,456	0,	0,	0,	0,	0,
7	0,98	SLE_QPERM	-51,368	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SLU_STATIC	-60,273	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,49	SLU_STATIC	-60,158	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,98	SLU_STATIC	-60,043	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SLE_RARA	-42,948	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,49	SLE_RARA	-42,86	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,98	SLE_RARA	-42,772	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SLE_FREQ	-37,684	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,49	SLE_FREQ	-37,596	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,98	SLE_FREQ	-37,507	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,	SLE_QPERM	-35,578	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,49	SLE_QPERM	-35,49	0,	0,	0,	0,	0,
8	0,98	SLE_QPERM	-35,402	0,	0,	0,	0,	0,

License #2010*1223RHPSLHB6RJ3

SAP2000 Analysis Report

Prepared by

Computers and Structures, Inc.

Model Name: capr2_v1i.sdb

1. Model geometry

This section provides model geometry information, including items such as joint coordinates, joint restraints, and element connectivity.

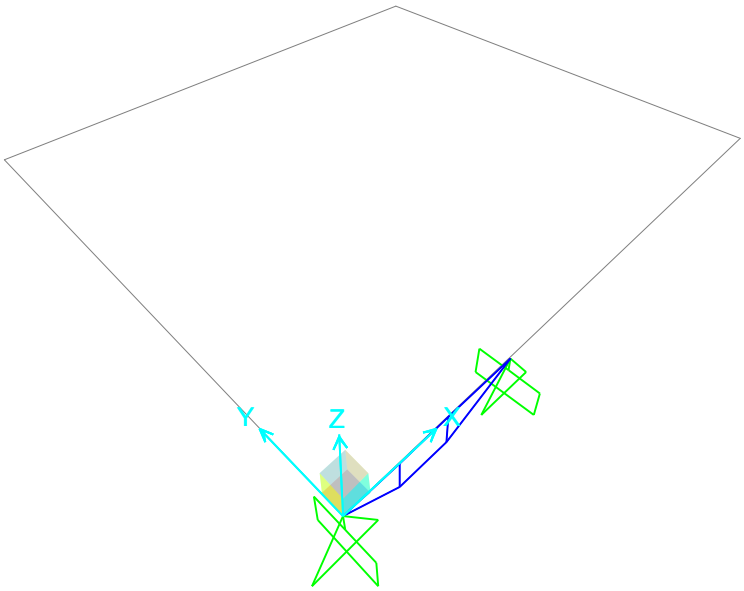


Figure 1: Finite element model

1.1. Joint coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Joint	CoordSys	CoordType	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
			m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	1,65	0,	0,
3	GLOBAL	Cartesian	0,	0,	0,
4	GLOBAL	Cartesian	1,65	0,	-0,98
5	GLOBAL	Cartesian	3,27	0,	0,
6	GLOBAL	Cartesian	5,65	0,	0,
7	GLOBAL	Cartesian	3,27	0,	-0,98

1.2. Joint restraints

Table 2: Joint Restraint Assignments

Table 2: Joint Restraint Assignments

Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
3	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
6	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes

1.3. Element connectivity

Table 3: Connectivity - Frame

Table 3: Connectivity - Frame

Frame	JointI	JointJ	Length m
1	3	1	1,65
2	1	5	1,62
3	5	6	2,38
4	3	4	1,91909
5	4	7	1,62
6	7	6	2,57387
7	4	1	0,98
8	7	5	0,98

Table 4: Frame Section Assignments

Table 4: Frame Section Assignments

Frame	AnalSect	DesignSect	MatProp
1	HEB160	HEB160	Default
2	HEB160	HEB160	Default
3	HEB160	HEB160	Default
4	L80x80x8	L80x80x8	Default
5	L80x80x8	L80x80x8	Default
6	L80x80x8	L80x80x8	Default
7	L80x80x8	L80x80x8	Default
8	L80x80x8	L80x80x8	Default

2. Material properties

This section provides material property information for materials used in the model.

Table 5: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table 5: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
S355	7,6973E+01	7,8490E+00	210000000,	80769230,77	0,3	1,1700E-05

Table 6: Material Properties 03a - Steel Data

Table 6: Material Properties 03a - Steel Data

Material	Fy KN/m2	Fu KN/m2	FinalSlope
S355	355000,	510000,	-0,1

3. Section properties

This section provides section property information for objects used in the model.

3.1. Frames

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb
			m	m	m	m	m	m
HEB160	S355	I/Wide Flange	0,16	0,16	0,013	0,008	0,16	0,013
L80x80x8	S355	Double Angle	0,08	0,16	0,008	0,008		

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

SectionName	Area	TorsConst	I33	I22	I23	AS2	AS3
	m2	m4	m4	m4	m4	m2	m2
HEB160	0,005232	2,444E-07	0,000024	8,880E-06	0,	0,00128	0,003467
L80x80x8	0,002336	4,783E-08	1,438E-06	2,851E-06	0,	0,00128	0,001184

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

SectionName	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
	m3	m3	m3	m3	m	m
HEB160	0,000302	0,000111	0,000342	0,000169	0,06792	0,041199
L80x80x8	0,000026	0,000036	0,000046	0,000062	0,024813	0,034934

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

Table 10: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

SectionName	AMod	A2Mod	A3Mod	JMod	I2Mod	I3Mod	MMod	WMod
HEB160	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
L80x80x8	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,

4. Load patterns

This section provides loading information as applied to the model.

4.1. Definitions

Table 13: Load Pattern Definitions

Table 13: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
SW	Dead	1,	
PERM_1	Dead	0,	
PERM_2	Dead	0,	
VAR	Live	0,	

5. Load cases

This section provides load case information.

5.1. Definitions

Table 14: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Table 14: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesActOpt
SW	LinStatic	Zero				Prog Det
PERM_1	LinStatic	Zero				Prog Det
PERM_2	LinStatic	Zero				Prog Det
VAR	LinStatic	Zero				Prog Det

5.2. Static case load assignments

Table 15: Case - Static 1 - Load Assignments

Table 15: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
SW	Load pattern	SW	1,
PERM_1	Load pattern	PERM_1	1,
PERM_2	Load pattern	PERM_2	1,
VAR	Load pattern	VAR	1,

6. Load combinations

This section provides load combination information.

Table 17: Combination Definitions

Table 17: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU_STATIC	Linear Add	SW	1,3
SLU_STATIC		PERM_1	1,3
SLU_STATIC		PERM_2	1,5
SLU_STATIC		VAR	1,5
SLE_RARA	Linear Add	SW	1,
SLE_RARA		PERM_1	1,
SLE_RARA		PERM_2	1,
SLE_RARA		VAR	1,
SLE_FREQ	Linear Add	SW	1,
SLE_FREQ		PERM_1	1,
SLE_FREQ		PERM_2	1,
SLE_FREQ		VAR	0,5
SLE_QPERM	Linear Add	SW	1,
SLE_QPERM		PERM_1	1,
SLE_QPERM		PERM_2	1,
SLE_QPERM		VAR	0,3

7. Frame results

This section provides frame force results.

Table 19: Element Forces - Frames

Table 19: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0,	SLU_STATIC	-3,269	-9,198	0,	0,	0,	-0,1991
1	0,4125	SLU_STATIC	-3,269	-8,982	0,	0,	0,	3,5507
1	0,825	SLU_STATIC	-3,269	-8,766	0,	0,	0,	7,2113
1	1,2375	SLU_STATIC	-3,269	-8,55	0,	0,	0,	10,7829
1	1,65	SLU_STATIC	-3,269	-8,334	0,	0,	0,	14,2654
1	0,	SLE_RARA	-2,315	-6,551	0,	0,	0,	-0,1385
1	0,4125	SLE_RARA	-2,315	-6,385	0,	0,	0,	2,5296
1	0,825	SLE_RARA	-2,315	-6,219	0,	0,	0,	5,1292
1	1,2375	SLE_RARA	-2,315	-6,053	0,	0,	0,	7,6602
1	1,65	SLE_RARA	-2,315	-5,887	0,	0,	0,	10,1227
1	0,	SLE_FREQ	-2,011	-5,749	0,	0,	0,	-0,116
1	0,4125	SLE_FREQ	-2,011	-5,583	0,	0,	0,	2,2212
1	0,825	SLE_FREQ	-2,011	-5,417	0,	0,	0,	4,4899
1	1,2375	SLE_FREQ	-2,011	-5,251	0,	0,	0,	6,69
1	1,65	SLE_FREQ	-2,011	-5,085	0,	0,	0,	8,8217
1	0,	SLE_QPERM	-1,89	-5,428	0,	0,	0,	-0,107
1	0,4125	SLE_QPERM	-1,89	-5,262	0,	0,	0,	2,0979
1	0,825	SLE_QPERM	-1,89	-5,096	0,	0,	0,	4,2342
1	1,2375	SLE_QPERM	-1,89	-4,93	0,	0,	0,	6,302
1	1,65	SLE_QPERM	-1,89	-4,764	0,	0,	0,	8,3013
2	0,	SLU_STATIC	-0,903	13,373	0,	0,	0,	15,4642
2	0,405	SLU_STATIC	-0,903	13,585	0,	0,	0,	10,0053
2	0,81	SLU_STATIC	-0,903	13,797	0,	0,	0,	4,4605
2	1,215	SLU_STATIC	-0,903	14,009	0,	0,	0,	-1,1702
2	1,62	SLU_STATIC	-0,903	14,221	0,	0,	0,	-6,8868
2	0,	SLE_RARA	-0,639	9,46	0,	0,	0,	10,9714
2	0,405	SLE_RARA	-0,639	9,623	0,	0,	0,	7,1071
2	0,81	SLE_RARA	-0,639	9,786	0,	0,	0,	3,1767
2	1,215	SLE_RARA	-0,639	9,949	0,	0,	0,	-0,8197
2	1,62	SLE_RARA	-0,639	10,112	0,	0,	0,	-4,8822
2	0,	SLE_FREQ	-0,554	8,199	0,	0,	0,	9,5588
2	0,405	SLE_FREQ	-0,554	8,362	0,	0,	0,	6,205
2	0,81	SLE_FREQ	-0,554	8,526	0,	0,	0,	2,7852
2	1,215	SLE_FREQ	-0,554	8,689	0,	0,	0,	-0,7006
2	1,62	SLE_FREQ	-0,554	8,852	0,	0,	0,	-4,2526
2	0,	SLE_QPERM	-0,52	7,695	0,	0,	0,	8,9937
2	0,405	SLE_QPERM	-0,52	7,858	0,	0,	0,	5,8442
2	0,81	SLE_QPERM	-0,52	8,021	0,	0,	0,	2,6286
2	1,215	SLE_QPERM	-0,52	8,184	0,	0,	0,	-0,653
2	1,62	SLE_QPERM	-0,52	8,347	0,	0,	0,	-4,0007
3	0,	SLU_STATIC	2,881	-2,682	0,	0,	0,	-4,6742
3	0,476	SLU_STATIC	2,881	-2,433	0,	0,	0,	-3,457
3	0,952	SLU_STATIC	2,881	-2,183	0,	0,	0,	-2,3584
3	1,428	SLU_STATIC	2,881	-1,934	0,	0,	0,	-1,3784
3	1,904	SLU_STATIC	2,881	-1,685	0,	0,	0,	-0,5171
3	2,38	SLU_STATIC	2,881	-1,436	0,	0,	0,	0,2256
3	0,	SLE_RARA	2,04	-1,942	0,	0,	0,	-3,3145
3	0,476	SLE_RARA	2,04	-1,75	0,	0,	0,	-2,4359

Table 19: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	0,952	SLE_RARA	2,04	-1,558	0,	0,	0,	-1,6486
3	1,428	SLE_RARA	2,04	-1,367	0,	0,	0,	-0,9525
3	1,904	SLE_RARA	2,04	-1,175	0,	0,	0,	-0,3476
3	2,38	SLE_RARA	2,04	-0,983	0,	0,	0,	0,166
3	0,	SLE_FREQ	1,772	-1,758	0,	0,	0,	-2,8901
3	0,476	SLE_FREQ	1,772	-1,567	0,	0,	0,	-2,0987
3	0,952	SLE_FREQ	1,772	-1,375	0,	0,	0,	-1,3985
3	1,428	SLE_FREQ	1,772	-1,183	0,	0,	0,	-0,7896
3	1,904	SLE_FREQ	1,772	-0,992	0,	0,	0,	-0,2719
3	2,38	SLE_FREQ	1,772	-0,8	0,	0,	0,	0,1545
3	0,	SLE_QPERM	1,664	-1,685	0,	0,	0,	-2,7203
3	0,476	SLE_QPERM	1,664	-1,494	0,	0,	0,	-1,9638
3	0,952	SLE_QPERM	1,664	-1,302	0,	0,	0,	-1,2985
3	1,428	SLE_QPERM	1,664	-1,11	0,	0,	0,	-0,7245
3	1,904	SLE_QPERM	1,664	-0,918	0,	0,	0,	-0,2417
3	2,38	SLE_QPERM	1,664	-0,727	0,	0,	0,	0,1499
4	0,	SLU_STATIC	175,118	-0,282	0,	0,	0,	0,1991
4	0,95954	SLU_STATIC	175,003	-0,089	0,	0,	0,	0,3771
4	1,91909	SLU_STATIC	174,889	0,104	0,	0,	0,	0,37
4	0,	SLE_RARA	124,859	-0,211	0,	0,	0,	0,1385
4	0,95954	SLE_RARA	124,771	-0,063	0,	0,	0,	0,2702
4	1,91909	SLE_RARA	124,682	0,085	0,	0,	0,	0,2595
4	0,	SLE_FREQ	109,685	-0,203	0,	0,	0,	0,116
4	0,95954	SLE_FREQ	109,596	-0,055	0,	0,	0,	0,2397
4	1,91909	SLE_FREQ	109,508	0,094	0,	0,	0,	0,221
4	0,	SLE_QPERM	103,615	-0,2	0,	0,	0,	0,107
4	0,95954	SLE_QPERM	103,527	-0,051	0,	0,	0,	0,2274
4	1,91909	SLE_QPERM	103,439	0,097	0,	0,	0,	0,2056
5	0,	SLU_STATIC	148,054	1,627	0,	0,	0,	1,4898
5	0,405	SLU_STATIC	148,054	1,722	0,	0,	0,	0,8115
5	0,81	SLU_STATIC	148,054	1,817	0,	0,	0,	0,0949
5	1,215	SLU_STATIC	148,054	1,911	0,	0,	0,	-0,66
5	1,62	SLU_STATIC	148,054	2,006	0,	0,	0,	-1,4533
5	0,	SLE_RARA	105,567	1,143	0,	0,	0,	1,0533
5	0,405	SLE_RARA	105,567	1,216	0,	0,	0,	0,5758
5	0,81	SLE_RARA	105,567	1,288	0,	0,	0,	0,0687
5	1,215	SLE_RARA	105,567	1,361	0,	0,	0,	-0,4678
5	1,62	SLE_RARA	105,567	1,434	0,	0,	0,	-1,0339
5	0,	SLE_FREQ	92,744	0,976	0,	0,	0,	0,912
5	0,405	SLE_FREQ	92,744	1,049	0,	0,	0,	0,5018
5	0,81	SLE_FREQ	92,744	1,122	0,	0,	0,	0,0621
5	1,215	SLE_FREQ	92,744	1,195	0,	0,	0,	-0,4071
5	1,62	SLE_FREQ	92,744	1,268	0,	0,	0,	-0,9058
5	0,	SLE_QPERM	87,615	0,91	0,	0,	0,	0,8555
5	0,405	SLE_QPERM	87,615	0,983	0,	0,	0,	0,4722
5	0,81	SLE_QPERM	87,615	1,056	0,	0,	0,	0,0594
5	1,215	SLE_QPERM	87,615	1,128	0,	0,	0,	-0,3828
5	1,62	SLE_QPERM	87,615	1,201	0,	0,	0,	-0,8546
6	0,	SLU_STATIC	155,95	-0,174	0,	0,	0,	0,0421
6	1,28693	SLU_STATIC	156,064	0,104	0,	0,	0,	0,0872
6	2,57387	SLU_STATIC	156,179	0,382	0,	0,	0,	-0,2256
6	0,	SLE_RARA	111,212	-0,14	0,	0,	0,	0,024
6	1,28693	SLE_RARA	111,3	0,074	0,	0,	0,	0,0667
6	2,57387	SLE_RARA	111,388	0,288	0,	0,	0,	-0,166

7. Frame results

Table 19: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
6	0,	SLE_FREQ	97,722	-0,15	0,	0,	0,	0,0109
6	1,28693	SLE_FREQ	97,81	0,064	0,	0,	0,	0,0659
6	2,57387	SLE_FREQ	97,898	0,278	0,	0,	0,	-0,1545
6	0,	SLE_QPERM	92,326	-0,154	0,	0,	0,	0,0056
6	1,28693	SLE_QPERM	92,414	0,06	0,	0,	0,	0,0655
6	2,57387	SLE_QPERM	92,502	0,274	0,	0,	0,	-0,1499
7	0,	SLU_STATIC	-90,847	2,366	0,	0,	0,	1,1198
7	0,49	SLU_STATIC	-90,732	2,366	0,	0,	0,	-0,0395
7	0,98	SLU_STATIC	-90,618	2,366	0,	0,	0,	-1,1988
7	0,	SLE_RARA	-64,74	1,676	0,	0,	0,	0,7938
7	0,49	SLE_RARA	-64,652	1,676	0,	0,	0,	-0,0274
7	0,98	SLE_RARA	-64,563	1,676	0,	0,	0,	-0,8487
7	0,	SLE_FREQ	-56,817	1,457	0,	0,	0,	0,691
7	0,49	SLE_FREQ	-56,729	1,457	0,	0,	0,	-0,023
7	0,98	SLE_FREQ	-56,641	1,457	0,	0,	0,	-0,7371
7	0,	SLE_QPERM	-53,648	1,37	0,	0,	0,	0,6499
7	0,49	SLE_QPERM	-53,56	1,37	0,	0,	0,	-0,0213
7	0,98	SLE_QPERM	-53,472	1,37	0,	0,	0,	-0,6925
8	0,	SLU_STATIC	-57,211	3,784	0,	0,	0,	1,4955
8	0,49	SLU_STATIC	-57,096	3,784	0,	0,	0,	-0,3586
8	0,98	SLU_STATIC	-56,982	3,784	0,	0,	0,	-2,2126
8	0,	SLE_RARA	-40,78	2,679	0,	0,	0,	1,0578
8	0,49	SLE_RARA	-40,692	2,679	0,	0,	0,	-0,2549
8	0,98	SLE_RARA	-40,604	2,679	0,	0,	0,	-1,5676
8	0,	SLE_FREQ	-35,801	2,326	0,	0,	0,	0,9167
8	0,49	SLE_FREQ	-35,713	2,326	0,	0,	0,	-0,2229
8	0,98	SLE_FREQ	-35,625	2,326	0,	0,	0,	-1,3625
8	0,	SLE_QPERM	-33,81	2,184	0,	0,	0,	0,8602
8	0,49	SLE_QPERM	-33,722	2,184	0,	0,	0,	-0,2101
8	0,98	SLE_QPERM	-33,634	2,184	0,	0,	0,	-1,2804

APPENDICE 3

Dati tecnici e di portata della lamiera grecata*

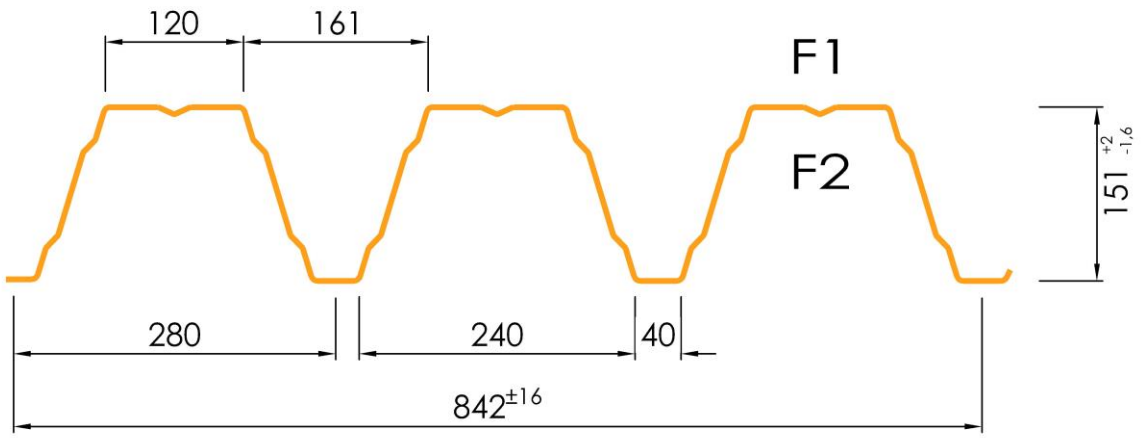
(*) Si allegano tre esempi di prodotti disponibili sul mercato; l'Appaltatore potrà selezionare altri prodotti aventi caratteristiche equivalenti o superiori, fermo restando il soddisfacimento della portata minima richiesta.

CENTROMETAL
INNOVIAMO SOPRA TUTTO

SCHEDA N° 016 +	LASTRA GRECATA PER SOLAI STRUTTURALI **TECNODEC 150 Positivo**

MATERIALE	**LAMIERA ZINCATA – PREVERNICIATA / *PREPAINTED GALVANIZED STEEL***

CARATTERISTICHE TECNICHE



Larghezza utile / *net width*	842 $^{\pm 16}$ mm
Altezza greche / *profile height*	151$^{+2}_{-1,6}$ mm
Interasse greche / *corrugation spacing*	281 mm
Materiale standard / Standard material	Acciaio zincato Sendzimir S320GD+Z275 (UNI EN 10147-00)
Protezione faccia in vista (F2) / *face protection in sight (F2)*	Preverniciato (coil coating) ciclo poliestere 20+5 micron
Protezione faccia interna (F1) / *internal face protection (F1)*	Primer 7 micron
Colore faccia in vista (F2) / *face color in sight (F2)*	Bianco Grigio - C03 - RAL 9002

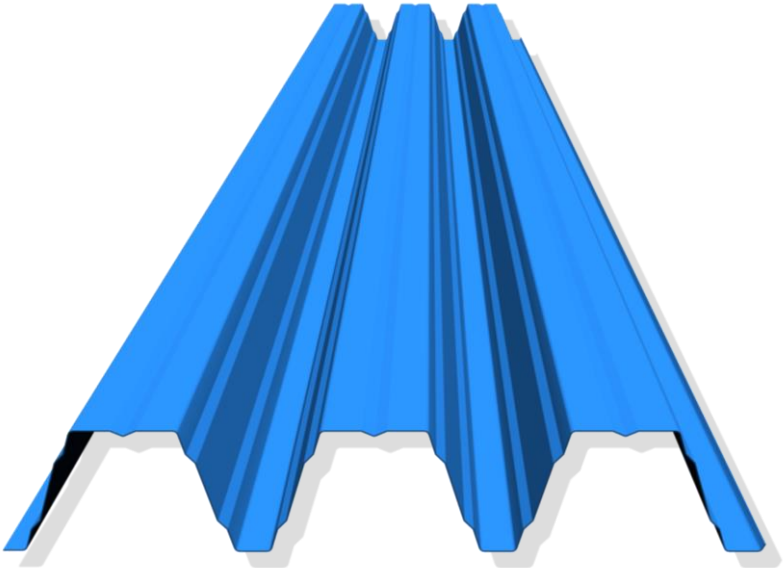
CARATTERISTICHE STATICHE

Spessore / *thickness (mm)*	**0,75**	**0,88**	**1,00**	**1,13**	**1,25**	**1,50**
Peso / *weight (kg/mq)*	10,70	12,60	14,30	16,20	17,90	21,45
J (cm^4/m)	352,46	424,19	489,57	560,89	626,63	761,42
W sup (cm^3/m)	53,08	64,96	75,79	87,67	98,63	120,94
W inf (cm^3/m)	41,65	49,50	56,65	64,46	71,64	86,49
J (cm^4/lastra)	296,07	356,32	411,24	471,15	526,37	639,59
W sup (cm^3/lastra)	44,59	54,57	63,66	73,64	82,85	101,59
W inf (cm^3/lastra)	34,99	41,58	47,59	54,15	60,18	72,65

Centrometal srl Via Marconi, 98/F 12030 Marene (CN) T. +39 0172 742732 r.a. Fax + 39 0172 742837
P.IVA 03069530040 n.iscrizione reg. imprese: 03069530040 iscrizione REA: 259898 capitale sociale: Euro 700.000,00
info@centrometal.com **www.centrometal.com**

CERTIFICAZIONE DI SISTEMA DI GESTIONE
DNV·GL
ISO 9001 = ISO 14001
OHSAS 18001

CENTROMETAL
INNOVIAMO SOPRA TUTTO



CRITERI PER L'UTILIZZO DELLE TABELLE DI PORTATA

Nelle tabelle sono indicati, nella prima riga, i carichi massimi sopportabili senza limitazione di freccia *(sempre riportati come somma di carichi permanenti e variabili, ciascuno moltiplicato per il proprio coefficiente - 1,3xG + 1,5xQ)* e nelle righe seguenti i carichi massimi applicabili per ottenere una freccia di, rispettivamente, 1/150, 1/200, 1/250, 1/300 della luce *(carichi riportati come somma di carichi permanenti e variabili - G+Q)*.

In alcune condizioni viene raggiunta la resistenza limite della sezione efficacie prima del limite di freccia impostato:
in questo caso è riportato in tabella il carico coefficientato massimo applicabile (valori con campitura di fondo).

ATTENZIONE: il carico limite indicato nelle caselle **CON campitura di fondo** (raggiungimento della resistenza limite prima della freccia limite) viene riportato come somma di Carichi Permanenti (G) e Carichi Variabili (Q) rispettivamente coefficientati con:

- **(1,3 x G) + (1,5 x Q)**

In corrispondenza di valori di tabella privi di campitura di fondo i valori indicati sono da confrontare direttamente con i valori di carico previsti sulla copertura in esame.

ATTENZIONE: il carico limite indicato nelle caselle **SENZA campitura di fondo** (raggiungimento della freccia limite) viene riportato come semplice somma di Carichi Permanenti (G) e Carichi Variabili (Q)

- **G+Q**

NOTA: L'analisi eseguita e tabellata è basata sulla norma Eurocodice 3, parte 1-3 *(regole generali – regole strutturali per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo)* ed Eurocodice 3, parte 1-5 *(elementi strutturali a lastra)*, classe di costruzione III *(costruzioni in cui le lamiere formate a freddo sono usate con la sola funzione di trasferire carichi alla struttura)* e valori di resistenza considerati per il calcolo derivati dalla norma EN10147.

Centrometal srl Via Marconi, 98/F 12030 Marene (CN) T. +39 0172 742732 r.a. Fax + 39 0172 742837
P.IVA 03069530040 n.iscrizione reg. imprese: 03069530040 iscrizione REA: 259898 capitale sociale: Euro 700.000,00
info@centrometal.com **www.centrometal.com**

CENTROMETAL
INNOVIAMO SOPRA TUTTO

PORTATA DEL PROFILO IN KN/mq SU 1 CAMPATA /
SHEET CAPACITY in KN/smq ON 1 SPAN

		Distanza tra gli appoggi in ml / Distance between supports in ml																				
sp.		4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00
0,75 mm	q lim	6,76	6,14	5,59	5,12	4,70	4,33	4,00	3,71	3,45	3,22	3,01	2,82	2,64	2,48	2,34	2,21	2,09	1,98	1,87	1,78	1,69
	q lim (L/150)	6,76	6,14	5,59	5,12	4,70	4,33	4,00	2,43	2,18	1,96	1,77	1,60	1,46	1,33	1,22	1,11	1,02	0,94	0,87	0,81	0,75
	q lim (L/200)	4,48	3,87	3,37	2,95	2,59	2,29	2,04	1,82	1,63	1,47	1,33	1,20	1,09	1,00	0,91	0,84	0,77	0,71	0,65	0,60	0,56
	q lim (L/250)	3,58	3,10	2,69	2,36	2,07	1,84	1,63	1,46	1,31	1,18	1,06	0,96	0,88	0,80	0,73	0,67	0,61	0,57	0,52	0,48	0,45
	q lim (L/300)	2,99	2,58	2,24	1,96	1,73	1,53	1,36	1,21	1,09	0,98	0,88	0,80	0,73	0,66	0,61	0,56	0,51	0,47	0,44	0,40	0,37
0,88 mm	q lim	8,03	7,28	6,64	6,07	5,58	5,14	4,75	4,41	4,10	3,82	3,57	3,34	3,14	2,95	2,78	2,62	2,48	2,35	2,22	2,11	2,01
	q lim (L/150)	8,03	7,28	6,64	6,07	5,58	5,14	4,75	2,92	2,62	2,36	2,13	1,93	1,76	1,60	1,46	1,34	1,23	1,14	1,05	0,97	0,90
	q lim (L/200)	8,03	4,66	4,05	3,55	3,12	2,76	2,46	2,19	1,97	1,77	1,60	1,45	1,32	1,20	1,10	1,01	0,92	0,85	0,79	0,73	0,67
	q lim (L/250)	4,32	3,73	3,24	2,84	2,50	2,21	1,96	1,75	1,57	1,42	1,28	1,16	1,05	0,96	0,88	0,81	0,74	0,68	0,63	0,58	0,54
	q lim (L/300)	3,60	3,11	2,70	2,36	2,08	1,84	1,64	1,46	1,31	1,18	1,07	0,97	0,88	0,80	0,73	0,67	0,62	0,57	0,52	0,48	0,45
1,00 mm	q lim	9,21	8,35	7,61	6,96	6,40	5,89	5,45	5,05	4,70	4,38	4,09	3,83	3,60	3,38	3,19	3,01	2,84	2,69	2,55	2,42	2,30
	q lim (L/150)	9,21	8,35	7,61	6,96	6,40	5,89	5,45	5,05	3,04	2,74	2,47	2,24	2,04	1,86	1,70	1,56	1,43	1,32	1,22	1,12	1,04
	q lim (L/200)	9,21	5,40	4,70	4,11	3,62	3,20	2,85	2,54	2,28	2,05	1,85	1,68	1,53	1,39	1,27	1,17	1,07	0,99	0,91	0,84	0,78
	q lim (L/250)	5,00	4,32	3,76	3,29	2,90	2,56	2,28	2,03	1,82	1,64	1,48	1,34	1,22	1,11	1,02	0,93	0,86	0,79	0,73	0,67	0,63
	q lim (L/300)	4,17	3,60	3,13	2,74	2,41	2,14	1,90	1,70	1,52	1,37	1,24	1,12	1,02	0,93	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52
1,13 mm	q lim	10,49	9,52	8,67	7,94	7,29	6,72	6,21	5,76	5,35	4,99	4,66	4,37	4,10	3,85	3,63	3,43	3,24	3,07	2,91	2,76	2,62
	q lim (L/150)	10,49	9,52	8,67	7,94	7,29	6,72	6,21	5,76	3,50	3,15	2,85	2,58	2,34	2,14	1,95	1,79	1,65	1,52	1,40	1,30	1,20
	q lim (L/200)	10,49	6,22	5,41	4,74	4,17	3,69	3,28	2,93	2,63	2,36	2,13	1,93	1,76	1,60	1,47	1,34	1,24	1,14	1,05	0,97	0,90
	q lim (L/250)	5,76	4,98	4,33	3,79	3,33	2,95	2,62	2,34	2,10	1,89	1,71	1,55	1,41	1,28	1,17	1,08	0,99	0,91	0,84	0,78	0,72
	q lim (L/300)	4,80	4,15	3,61	3,16	2,78	2,46	2,19	1,95	1,75	1,58	1,42	1,29	1,17	1,07	0,98	0,90	0,82	0,76	0,70	0,65	0,60
1,25 mm	q lim	11,68	10,60	9,65	8,83	8,11	7,48	6,91	6,41	5,96	5,56	5,19	4,86	4,56	4,29	4,04	3,81	3,61	3,41	3,24	3,07	2,92
	q lim (L/150)	11,68	10,60	9,65	8,83	8,11	7,48	6,91	6,41	3,93	3,54	3,19	2,90	2,63	2,40	2,19	2,01	1,85	1,70	1,57	1,45	1,35
	q lim (L/200)	11,68	6,99	6,08	5,32	4,68	4,14	3,68	3,29	2,95	2,65	2,40	2,17	1,97	1,80	1,65	1,51	1,39	1,28	1,18	1,09	1,01
	q lim (L/250)	6,47	5,59	4,86	4,25	3,74	3,31	2,94	2,63	2,36	2,12	1,92	1,74	1,58	1,44	1,32	1,21	1,11	1,02	0,94	0,87	0,81
	q lim (L/300)	5,39	4,66	4,05	3,54	3,12	2,76	2,45	2,19	1,96	1,77	1,60	1,45	1,32	1,20	1,10	1,01	0,92	0,85	0,79	0,73	0,67
1,50 mm	q lim	14,09	12,78	11,65	10,66	9,79	9,02	8,34	7,73	7,19	6,70	6,26	5,87	5,51	5,18	4,88	4,60	4,35	4,12	3,90	3,71	3,52
	q lim (L/150)	14,09	12,78	11,65	10,66	9,79	9,02	8,34	7,73	4,78	4,30	3,89	3,52	3,20	2,92	2,67	2,45	2,25	2,07	1,91	1,77	1,64
	q lim (L/200)	14,09	8,50	7,39	6,47	5,70	5,04	4,48	4,00	3,59	3,23	2,92	2,64	2,40	2,19	2,00	1,84	1,69	1,55	1,43	1,33	1,23
	q lim (L/250)	7,87	6,80	5,92	5,18	4,56	4,03	3,58	3,20	2,87	2,58	2,33	2,11	1,92	1,75	1,60	1,47	1,35	1,24	1,15	1,06	0,98
	q lim (L/300)	6,56	5,67	4,93	4,31	3,80	3,36	2,99	2,67	2,39	2,15	1,94	1,76	1,60	1,46	1,34	1,22	1,13	1,04	0,96	0,88	0,82

Centrometal srl Via Marconi, 98/F 12030 Marene (CN) T. +39 0172 742732 r.a. Fax + 39 0172 742837
P.IVA 03069530040 n.iscrizione reg. imprese: 03069530040 iscrizione REA: 259898 capitale sociale: Euro 700.000,00
info@centrometal.com **www.centrometal.com**

CERTIFICAZIONE DI SISTEMA DI GESTIONE
DNV·GL
ISO 9001 = ISO 14001
OHSAS 18001

SANDRINI metalli

Spett.le:
STUDIO RINALDIS

Costa Volpino, 27/06/2018

OGGETTO: LAMIERA GRECATA SAND 145/940 IN ACCIAIO SP. 0,88mm

Gentili,

In merito alla Vs richiesta, siamo a dichiarare che il Ns prodotto di cui all'oggetto è in grado di supportare le condizioni di carico da Voi indicate:

Interasse 4m - Campata singola
Appoggi: HEB/HEA 160 con piatto superiore saldato da 260mm
(come dettaglio da Voi fornito)

CARICHI CARATTERISTICI TIPO (1)

- Permanente proprio = 210 daN/m^2
- Permanente portato = 136 daN/m^2
- Variabile = 124 daN/m^2

➔ Inflessione (freccia) prevista in camapata: 25mm circa

CARICHI CARATTERISTICI TIPO (2)

- Permanente proprio = 155 daN/m^2
- Permanente portato = 204 daN/m^2
- Variabile = 124 daN/m^2

➔ Inflessione (freccia) prevista in camapata: 26mm circa

A disposizione per chiarimenti in merito.
Cordiali Saluti.

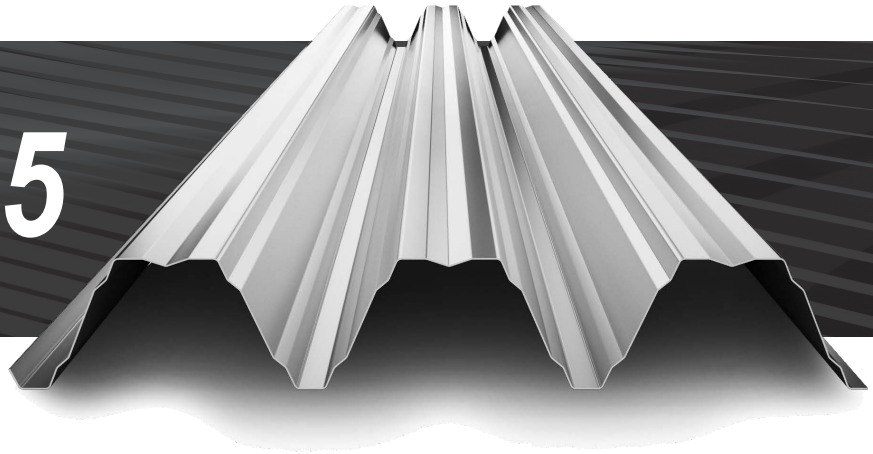
SANDRINI METALLI S.p.A.
Ufficio Tecnico

SANDRINI METALLI S.p.A.
Via P. Togliatti, 18/A - 24062 Costa Volpino (BG) - Tel. 035 970435 - Fax. 035 972161 - info@sandrinimetalli.it - www.sandrinimetalli.it
Cod. Fisc. Nr. Reg. Imp. e P.IVA: 02902440169 - Iscritta al Reg. Imp. di Bergamo Nr. REA 332701 Cap. sociale € 1.200.000,00 i.v.

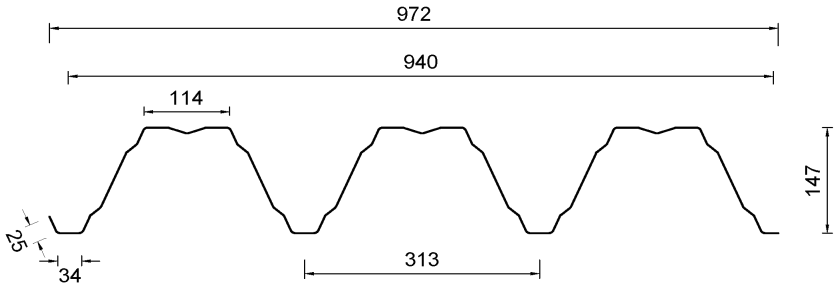
SANDRINI METALLI S.p.A.
Via P. Togliatti, 18/A - 24062 Costa Volpino (BG)
Cod. Fisc. Nr. Reg. Imp. e P.IVA: 02902440169
Iscritta al Reg. Imp. di Bergamo Nr. REA 332701
Cap. sociale € 1.200.000,00 i.v.
www.sandrinimetalli.it

Solai strutturali per grandi luci

SAND 145



Caratteristiche Geometriche



Larghezza utile: ***940 mm***
Interasse greghe: ***313 mm***

Caratteristiche Tecniche:

Larghezza Coil:	1500mm
Materiale:	S320GD, in accordo con UNI EN 10346
Spessori disponibili:	0.75; 0.88; 1.00; 1.15; 1.25; 1.50 mm in accordo con UNI EN 10143
Rivestimento:	Z140 in accordo con UNI EN 10346
Rivestimento organico: (opzionale)	Preverniciatura in accordo con UNI EN 10169 (per le colorazioni disponibili contattare l'azienda)
Lunghezza Max:	16.5m (lunghezze maggiori su richiesta)
Lunghezza Min:	2m (lunghezze inferiori producibili con extra costo)

Prodotto a norma CE, in ottemperanza al Regolamento Europeo UE 305/2011 ed al D.Lgs. n.106/2017.

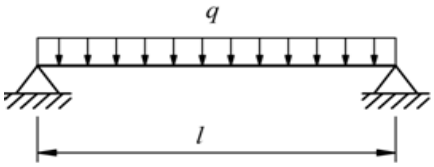
Prodotto realizzato in conformità delle norme:
D.M. 14/01/2008 (NTC 08)
EN 1090-1:2009 + A1:2011

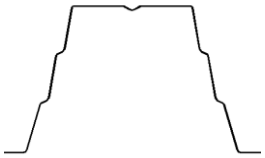
Scheda Tecnica

UNIMETAL GENUS 160 POSITIVO - 2 APPOGGI - LASTRA SENZA GETTO COLLABORANTE
UNI EN 1993-1-3:2007

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - MECCANICHE LASTRA								
Spessore	(mm)	0,75	0,88	1,00	1,25	1,50	ACCIAIO	S320GD
Winf	(cm³/m)	45,68	53,88	61,42	76,96	92,32	fyk (N/mm²)	320
Wsup	(cm³/m)	62,92	74,24	84,59	105,99	127,13	γM0	1,05
J	(cm⁴/m)	452,68	534,00	608,60	762,72	915,12	E (N/mm²)	210000
Peso	(kg/m²)	13,06	15,31	17,45	21,84	26,12	Lim. Freccia (s/l)	a)1/200 b)1/400

PORTATA SOLAIO q (*) (kg/m²)						
Luce l (m)	spess. (mm) → lim.freccia↓	0,75	0,88	1,00	1,25	1,50
4,00	a	386	518	619	819	1007
	b	245	293	340	434	520
4,25	a	346	457	578	724	885
	b	202	242	280	357	429
4,50	a	307	406	484	617	741
	b	167	201	233	298	357
4,75	a	274	353	409	521	627
	b	141	168	195	250	300
5,00	a	247	300	348	444	533
	b	118	142	165	211	253
5,25	a	214	257	298	381	457
	b	101	120	140	180	215
5,50	a	185	221	257	329	394
	b	86	103	119	153	184
5,75	a	160	192	222	285	342
	b	73	88	102	131	157
6,00	a	140	167	194	248	297
	b	63	76	88	112	136
6,25	a	121	146	169	216	260
	b	54	65	76	97	116
6,50	a	107	129	149	190	229
	b	47	56	65	84	101
6,75	a	94	112	131	167	201
	b	-	48	56	72	87
7,00	a	83	99	115	148	178
	b	-	-	49	62	76
7,25	a	73	88	102	131	157
	b	-	-	-	54	65
7,50	a	64	78	91	116	139
	b	-	-	-	-	56
7,75	a	57	69	81	103	123
	b	-	-	-	-	49
8,00	a	51	61	71	92	110
	b	-	-	-	-	-





GENUS 160

(*) La portata indicata è al netto dei coefficienti parziali di sicurezza indicati nel D.M. 14.01.2008 (§ 2.5.3) e corrisponde quindi a "qk" nella combinazione fondamentale (SLU): qd= 1,3·gk+1,5·qk, dove gk è il peso della lastra e qk è il carico d'esercizio applicato (o portata del solaio).
Inoltre si è considerato un carico uniformemente distribuito su tutta la campata, spetta al progettista l'approfondimento dell'analisi con carico diversamente distribuito, caratterizzante il singolo caso di studio.
Nel calcolo della portata è stato considerata una larghezza di progetto all'appoggio pari a 50 mm.

UNIMETAL GENUS 160 - 2 APPOGGI - LASTRA SENZA GETTO COLLABORANTE

La tabella, redatta secondo i principi della Scienza delle Costruzioni e in accordo alle NTC2008 e alla UNI EN 1993-1-3, è da ritenersi di supporto alla progettazione. E' onere a carico del progettista la progettazione del solaio con le specifiche del singolo caso di studio.

SERVICE AND MANAGEMENT LTD

CERTIFICATION INTERNATIONAL ISO 9001:2008 Cert. No: CI/16682 — UKAS MANAGEMENT SYSTEMS 063

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO
A2199 Dott. Ing. Davide Mameli