IL RESPONSABILE DELL'AREA TECNICA: ARCH. PIERPAOLA ARCHINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: GEOM. FABIO MORASCHETTI

SCUOLA SECONDARIA - MEDIA: INTERVENTI ANTISISMICI E DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

Comune di Cazzago San Martino - CUP H76C18001150005

CAPOGRUPPO

poolmilano

Professionisti Sr

DELTA PROJECT s.r.l.

Geologo
dott. Salvatore A.
De Pascalis

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
OPERE STRUTTURALI

CODICE ELABORATO	PROGRESSIVO	REVISIONE	FASE	TIPO	ARGOMENTO	NUMERO	SCALA
	01	01	PE	ST	G	01	-
DATA	CODICE COMMESSA		REDATTO		VERIFICATO		APPROVATO
Novembre 2019	18-020		MG		MG		MB

RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA	PROGETTAZIONE STRUTTURALE	PROGETTAZIONE IMPIANTISTICA	COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE PROGETTUALE
ARCH. MASSIMILIANO BARUFFI	ARCH. MASSIMILIANO BARUFFI	ARCH. MASSIMILIANO BARUFFI	ING. ALBERTO CARSANA	GEOM. FABIANO FAINI

Emissione / revisione	Data	Riferimento emissione / revisione
00	Luglio 2019	Emissione per Progetto Esecutivo
01	Novembre 2019	Emissione per Validazione Progetto Esecutivo - Revisione 01

I N D I C E

1	***PREMESSA***	*3*
2	***NORMATIVE DI RIFERIMENTO***	*5*
3	***DOCUMENTI DI RIFERIMENTO***	*6*
4	***RELAZIONE SUI MATERIALI***	*7*
4.1	Calcestruzzo da c.a.	7
4.2	Barre di armatura da C.A.	9
4.3	Acciai per strutture metalliche	10
4.4	Bulloni	15
4.5	Pannello in legno multistrato incrociato	16
4.6	Calcestruzzo alleggerito	16
4.7	Ancoranti	17
5	***CARICHI***	*18*
5.1	Peso proprio	18
5.2	Carico permanente (G_1 +G_2)	18
5.3	Carico variabile (Q)	19
5.4	Carico variabile (Neve)	19
5.5	Carico variabile (Vento)	20
5.6	Carico termico	21
5.7	Sisma	22
6	***CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE***	*25*
6.1	Modellazione delle strutture	25
6.2	Regolarità strutturale	27
6.3	Criteri di modellazione	27
6.4	Stati limite analizzati e verificati	27
6.5	Parametri dei materiali	29
6.6	Modellazione dei vincoli	31
6.7	Modellazione carichi	32
7	***RISULTATI DELL'ANALISI***	*33*
7.1	Analisi lineare statica	33
7.2	Azioni interne setti simici	34
7.3	Azioni interne e deformate struttura interna patio	36

8 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI FONDAZIONE 38

9 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI FUORI TERRA 40

9.1 Verifica setti sismici – M 42

9.2 Verifica setti sismici – V 44

9.3 Verifica interstory drift SLD - SLO 50

9.4 Verifica travi di bordo 52

9.5 Verifica struttura interna SLU e SLE 54

10 VERIFICA DEL MULTISTRATO IN ABETE 56

11 VERIFICA DELLA NUOVA SOLETTA DEL P1 58

12 CALCOLO DEGLI ATTACCHI METALLICI 62

13 VERIFICA CATENE E ANCORAGGI 72

14 VERIFICA DEL BASAMENTO DEL GRUPPO DI POMPE DI CALORE 75

15 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE E GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI 79

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo ha come oggetto le opere di adeguamento sismico relative alla Scuola Secondaria di I° Grado sita in via Padre Giulio Bevilacqua, Cazzago San Martino (BS). L'immobile è destinato esclusivamente a sede scolastica ed è stato costruito alla fine degli anni '60, con caratteristiche costruttive risalenti a quell'epoca. Sulla scorta del rilevo geometrico e delle indagini conoscitive esposte nella relazione 00_PD_RL_P_02_RELAZIONE SULLE INDAGINI CONOSCITIVE, è stato redatto il progetto esecutivo delle opere strutturali di cui la presente relazione è parte integrante.

L'edificio in esame presenta una pianta rettangolare ed è disposto attorno ad un cortile scoperto centrale. Si sviluppa su due livelli fuori terra: piano terra e primo, fino ad un'altezza massima di circa 8,00 m dal piano campagna.
La struttura esistente è costituita da elementi verticali in profilati d'acciaio, connessi a plinti di fondazione isolati in c.a. e da elementi orizzontali prefabbricati con cordoli in c.a.. Le chiusure verticali sul perimetro esterno e nel cortile interno presenti al primo piano dell'edificio sono realizzate tramite pannelli prefabbricati in c.a.v.

Inquadramento planimetrico della struttura analizzata

A seguito della valutazione dell'indice di rischio sismico per l'edificio in oggetto, è emersa la necessità di eseguire interventi di miglioramento strutturale per quei corpi che presentano un indicatore di rischio sismico inferiore a 0,65.
Gli interventi previsti nel presente progetto per l'edificio esistente consentono di ottemperare alle richieste contenute nel Decreto Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 03 ottobre 2012 "Approvazione del programma di edilizia scolastica nell'ambito del Piano straordinario per la messa in sicurezza degli edifici scolastici", che impone un indice di rischio superiore a 0,65.

Nella presente progettazione è pianificato l'ampliamento dell'edificio che si attua occupando gli spazi del cortile interno, in accordo alle richieste dalla S.A..Diventa quindi obbligatorio eseguire l'adeguamento sismico (indice di rischo sismico ≥1) dell'intero plesso scolastico in accordo al par. 8.4.3 del DM2018.
La progettazione strutturale dell'intervento descritto nei documenti di progetto è quindi sviluppata per fornire la capacità resistente necessaria a sopportare l'intera l'azione sismica prevista dalla normativa tecnica vigente DM2018.

".

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

1] Decreto Ministeriale del 17.01.2018 del Ministero dei LL.PP. “Norme tecniche per le costruzioni”;
2] CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
3] UNI EN 1991-1-3:2004 “Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
4] UNI EN 1991-1-4:2010 “Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
5] UNI EN 1992-1-1:2005 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
6] UNI EN 206:2016 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
7] UNI 11104:2016 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Per lo sviluppo della progettazione definitiva strutturale del fabbricato in oggetto si è fatto riferimento al progetto architettonico di cui i seguenti elaborati grafici.

Tavole architettoniche

1. 00_PD_OC_D_07_PIANTA PIANO TERRA - STATO DI PROGETTO
2. 00_PD_OC_D_08_PIANTA PIANO PRIMO - STATO DI PROGETTO
3. 00_PD_OC_D_09_PIANTA PIANO COPERTURA - STATO DI PROGETTO
4. 00_PD_OC_P_03_PROSPETTI E SEZIONI - STATO DI PROGETTO
5. 00_PD_OC_A_02_ABACO STRATIGRAFIE

La presente relazione tecnica fa inoltre riferimento alle tavole di Progetto Esecutivo strutturale:

6. 00_PE_ST_D_01_PIANTA PIANO TERRA-FONDAZIONI
7. 00_PE_ST_D_02_PIANTA PIANO PRIMO
8. 00_PE_ST_D_03_PIANTA PIANO COPERTURA
9. 00_PE_ST_S_01_SEZIONI A-A B-B
10. 00_PE_ST_A_01_ASSIEME CARPENTERIA METALLICA - CARPENTERIA PLINTI DI FONDAZIONE - DETTAGLIO MICROPALI
11. 00_PE_ST_T_01_DETTAGLI ARMATURE 1di2
12. 00_PE_ST_T_02_DETTAGLI ARMATURE 2di2
13. 00_PE_ST_T_03_DETTAGLI 1di2
14. 00_PE_ST_T_04_DETTAGLI 2di2

4 RELAZIONE SUI MATERIALI

4.1 Calcestruzzo da c.a.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei calcestruzzi definiti per la realizzazione degli interventi previsti a progetto. La definizione delle tipologie dei calcestruzzi da impiegare nella realizzazione dell'opera è stata definita considerando, come definito nella norma UNI 11104:2016, valori per la composizione e le proprietà del calcestruzzo in funzione delle classi di esposizione degli elementi. I valori dei copriferri netti degli elementi strutturali in c.a. sono stati definiti considerando anche le prescrizioni della normativa (UNI EN 13670:2010 - Esecuzione di strutture di calcestruzzo) che considera problemi di durabilità delle strutture in funzione delle classi di esposizione delle varie parti dell'opera.
I parametri meccanici di resistenza considerati nella modellazione sono di seguito riportati. Nota: in fase di realizzazione dell'opera, in caso di difficoltà di getto e vibrazione di alcuni elementi strutturali densamente armati, il D.L. potrà stabilire soluzioni atte a migliorare la fase di getto e vibrazione del calcestruzzo; si potranno prevedere aggiunte di superfluidificanti o far ricorso a calcestruzzo autocompattante SCC.

I calcestruzzi impiegati per la realizzazione dell'opera saranno espressamente forniti a prestazione garantita e conformi al par. 11.2 del DM 17/01/2018 ed alle norme UNI EN 206-01 e UNI 11104.
Per ottenere le prestazioni richieste, l'Impresa dovrà fare riferimento, per la messa in opera del calcestruzzo, alla norma UNI EN 13670-1:2010 ed alle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.
Nel caso, come previsto, di impiego di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato, le forniture avverranno unicamente da impianti dotati di sistema di controllo certificato da organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021-1:2015, così come indicato al 11.2.8 del DM 17/01/2018. I documenti che accompagnano ogni fornitura di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato dovranno indicare gli estremi di tale certificazione. Il produttore del calcestruzzo dovrà adottare tutti gli accorgimenti in termini di ingredienti e di composizione dell'impasto per garantire che il calcestruzzo possegga, al momento della consegna del calcestruzzo in cantiere, la lavorabilità prescritta. Sono assolutamente proibite le aggiunte di acqua in betoniera al momento del getto dopo l'inizio dello scarico del calcestruzzo dall'autobetoniera.

Controlli di accettazione in cantiere

Per i criteri di accettazione in cantiere ci si atterrà alle prescrizioni del punto 11.2.5 del DM 17.01.2018. Il Direttore dei lavori avrà l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto.

Controlli di tipo A: minimo n.6 cubetti di prelievo per ogni classe di resistenza; con un minimo di n.2 cubetti per ogni sessione di getto della stessa tipologia di calcestruzzo.

Calcestruzzo C32/40 da c.a.

Per la realizzazione delle opere di fondazione e di tutte le opere in elevazione (pilastri, setti, travi), è previsto l'impiego di calcestruzzo a normale densità con resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione superiore a 400 daN/cm2, classe di resistenza a compressione C32/40 (UNI EN 206-1), classe di consistenza S5, con dosaggio di cemento minimo 340 kg/m3, rapporto massimo acqua/cemento pari a 0,50 e diametro massimo degli aggregati pari a 25 mm, aria inglobata ≥4%.

Ai fini del calcolo, per tutte le tipologie di calcestruzzo, sono stati assunti i seguenti:

Classe di resistenza del calcestruzzo	R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f'_{cd}	f_{cm}	f_{ctm}	f_{ctd}	E_{cm}
	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²
C32/40	40	32	18,8	9,4	41,2	3,1	1,4	33640

con

R_{ck}: Resistenza cubica caratteristica
f_{ck}: Resistenza cilindrica caratteristica
f_{cd}: Resistenza cilindrica di calcolo
f'_{cd}: Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
f_{cm}: Resistenza cilindrica media
f_{ctm}: Resistenza a trazione cilindrica
E_m: Modulo elastico
$\gamma_c = 1,5$

Le classi di esposizione impigate per le varie parti strutturali (fondazioni, elevazioni) esterne o interne all'edificio sono menzionate nelle note materiali presenti nelle tavole di progetto strutturale (prima tavola di dettaglio) elencate al paragrafo precedente e/o nella relazione 00_PE_ST_T_01_CAPITOLATO STR.

4.2 Barre di armatura da C.A.

Armature ad aderenza migliorata tipo B450C. L'acciaio deve essere qualificato all'origine e deve portare impresso il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile in modo inequivocabile allo stabilimento di produzione.

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai B450C (per le barre di armatura) e B450A (nei diametri compresi tra 5 e 10 mm per reti/tralicci elettrosaldati e per le staffe delle sole parti degli elementi in cui è impedita al plasticizzazione, nonché per gli elementi secondari e per gli elementi con comportamento non dissipativo) in accordo al paragrafo 7.4.4 e 11.3.2.4 del DM 17/01/2018, saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate al cap. 11.3 del D.M. 17/01/2018.

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate dell'"Attestato di Qualificazione" rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP. I riferimenti a tale attestato devono essere riportati sui documenti di trasporto di ogni fornitura.

Per i prodotti provenienti dai Centri di trasformazione è necessaria la documentazione che assicuri che le lavorazioni effettuate non abbiano alterato le caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti previste dal D.M. 17/01/2018. Suddetti Centri di Trasformazione dovranno essere dotati di un sistema di gestione della qualità del prodotto, che sovrintende al processo di trasformazione, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2008 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021-1:2015.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati, in aggiunta agli "Attestati di Qualificazione" dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine. Alla consegna in cantiere, l'impresa esecutrice dovrà avere cura di depositare l'acciaio in luoghi protetti dagli agenti atmosferici.

Le caratteristiche degli acciai impiegabili per la realizzazione delle carpenterie per c.a. sono riportate di seguito.

Armature ad aderenza migliorata tipo B450C

$f_{y,nom}$= 450 N/mm^2;

$f_{t,nom}$= 540 N/mm^2;

$(f_t/f_y)_k \geq 1,15$ e $< 1,35$

$(f_y/f_{y,nom})_k \leq 1,25$

$(A_{gt})_k \geq 7,5$ %

4.3 Acciai per strutture metalliche

Per la realizzazione delle strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE in accordo alla EN 1090-1, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+.

Per gli acciai di cui alle norme armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210 ed UNI EN 10219-1, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento fyk e di rottura ftk da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali fy= ReH e ft = Rm riportati nelle relative norme di prodotto.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:2017, UNI EN ISO 6892-1:2016, UNI EN ISO 148-1:2016.

In sede di progettazione si sono assunti convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- modulo elastico E = 210.000 N/mm2
- modulo di elasticità trasversale G = E / [2 (1 + υ)] N/mm2

- coefficiente di Poisson υ = 0,3
- coefficiente di espansione termica lineare α= 12 x 10-6 per °C-1 (per temperature fino a 100 °C)
- densità ρ = 7850 kg/m3

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si sono assunti nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento fyk e di rottura ftk riportati nella tabella seguente.

In progetto è prevista la realizzazione di nuove strutture metalliche da collocare nel patio del plesso scolastico oggetto di adeguamento sismico, nonché la realizzazione di interconnessioni di sommità dei nuovi setti sismici in C.A. mediante l'uso di catene, manicotti filettati, piastre in carpenteria metallica.
In particolare, è previsto l'impiego di acciaio grado:

- S355J2 secondo UNI EN 10025 per le catene, manicotti e per le piastre da disporre in copertura;
- S275J0 secondo UNI EN 10025 per le strutture metalliche da integrare nel patio.

La norma UNI EN 10025 è richiamata esplicitamente dalla UNI EN 1090-2 e dalla norma italiana vigente ed i relativi parametri meccanici di resistenza sono in accordo con gli analoghi valori esposti nel prospetto 3.1 della norma europea EN1993-1-1.
Di seguito si riporta l'estratto della Tabella 7 della norma UNI EN10025 che considera i valori di resistenza più restrittivi.
I profili laminati dovranno provenire da Centri di Trasformazione in possesso dei requisiti di cui al par. 11.3.1.7 del DM 17.01.2018.

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025 si assumono nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento fyk e di rottura ftk riportati nella seguente tabella.
Ai fini del calcolo, per il range di spessori previsti a progetto, sono stati assunti i seguenti:

Qualità degli acciai	$t \leq 40$ mm	
	f_{yk}	f_{tk}
	N/mm²	N/mm²
S 275	275	410
S 355	355	470

$\gamma_s = 1.05$

Table 7 - Mechanical properties at ambient temperature for flat and long products of steel grades and qualities with values for the impact strength

Designation		Minimum yield strength R_{eH} [a] MPa[b] Nominal thickness mm									Tensile strength R_m [a] MPa[b] Nominal thickness mm				
According EN 10027-1 and CR 10260	According EN 10027-2	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 200	> 200 ≤ 250	> 250 ≤ 400[d]	< 3	≥ 3 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 250	> 250 ≤ 400[d]
S235JR	1.0038	235	225	215	215	215	195	185	175	-	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	-
S235J0	1.0114	235	225	215	215	215	195	185	175	-	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	-
S235J2	1.0117	235	225	215	215	215	195	185	175	165	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	330 to 480
S275JR	1.0044	275	265	255	245	235	225	215	205	-	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	-
S275J0	1.0143	275	265	255	245	235	225	215	205	-	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	-
S275J2	1.0145	275	265	255	245	235	225	215	205	195	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	380 to 540
S355JR	1.0045	355	345	335	325	315	295	285	275	-	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	-
S355J0	1.0553	355	345	335	325	315	295	285	275	-	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	-
S355J2	1.0577	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	450 to 600
S355K2	1.0596	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	450 to 600
S450J0[c]	1.0590	450	430	410	390	380	380	-	-	-	-	550 to 720	530 to 700	-	-

[a] For plate, strip and wide flats with widths ≥ 600 mm the direction transverse (t) to the rolling direction applies. For all other products the values apply for the direction parallel (l) to the rolling direction.

[b] 1 MPa = 1 N/mm^2.

[c] The values apply to flat products.

[d] Applicable for long products only.

Processo di saldatura

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1:2017 da parte di un Ente terzo. A deroga di quanto richiesto nella norma UNI EN ISO 9606-1:2017, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN ISO 14732:2013. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2019.

Le durezze eseguite sulle macrografie non dovranno essere superiori a 350 HV30.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2017; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011:2009 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817:2014 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena

penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN ISO 17635:2017.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9712:2012 almeno di secondo livello.

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente § 11.3.1.7 del D.M. 17/01/20018, il costruttore deve corrispondere ai seguenti requisiti.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006 parti 2 e 4; il livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento delle operazioni di saldatura deve corrispondere ai requisiti della normativa di comprovata validità.

La certificazione dell'azienda e del personale dovrà essere operata da un Ente terzo, scelto, in assenza di prescrizioni, dal costruttore secondo criteri di indipendenza e di competenza.

Controlli di accettazione in cantiere

I controlli in cantiere, demandati al Direttore dei Lavori, sono obbligatori e devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al § 11.3.3.5.3 del D.M. 17/01/2018, effettuando un prelievo di almeno 3 saggi per ogni lotto di spedizione, di massimo 30 t e appartenente alla stessa categoria di acciaio e proveniente dallo stesso stabilimento di produzione.

Qualora la fornitura, di elementi lavorati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7 del D.M. 17/01/20018, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore Tecnico del Centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove e di compilazione dei certificati valgono le medesime disposizioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3 del D.M. 17/01/2018.

4.4 Bulloni

I bulloni - conformi alla normativa UNI EN 15048-1 per le giunzioni non precericate e conformi alla UNI EN 14399-1 per le giunzioni precericate, devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2013 e UNI EN ISO 898-2:2012, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XIII del D.M. 17/01/2018; nello specifico si impiegheranno bulloni ad alta resistenza classe 8.8 con dadi di classe 8 secondo UNI EN 15048-1; eventualmente potranno essere impiegati:

- bulloni di classe superiore ossia di classe 10.9 con dadi di classe 10;
- bulloni in accordo alla UNI EN 14399-1.

Per i bulloni di classe 8.8 le tensioni di snervamento fyb e di rottura ftb assunte a progetto sono pari a:

- f_{yb} = 640 N/mm^2;
- f_{tb} = 800 N7mm^2.

Per i bulloni di classe 10.9 le tensioni di snervamento fyb e di rottura ftb sono pari a:

- f_{yb} = 900 N/mm^2;
- f_{tb} = 1000 N7mm^2.

Tabella 3 *Classi di resistenza delle viti e relative caratteristiche meccaniche*

Caratteristiche meccaniche o fisiche		Classe di resistenza									
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8 d≤16mm	8.8 d>16mm	9.8 d≤16mm	10.9	12.9
Carico unitario di rottura R_m [N/mm^2]	nom	400		500		600	800		900	1000	1200
	min	400	420	500	520	600	800	830	900	1040	1220
Carico unitario inferiore di snervamento R_{eL} [N/mm^2]	nom	240	-	300	-	-	-				
	min	240	-	300	-	-	-				
Carico unitario di scostamento dalla proporzionalità dello 0,2% $R_{p0.2}$ [N/mm^2]	nom	-					640	640	720	900	1080
	min	-					640	660	720	940	1100
Carico unitario di scostamento dalla proporzionalità 0.0048*d* R_{pf} [N/mm^2]	nom	-	320	-	400	480	-				
	min	-	340	-	420	480	-				
Carico unitario di prova S_p [N/mm^2]	nom	225	310	280	380	440	580	600	650	830	970
Rapporto di elasticità	S_p/R_{eLmin} $S_p/R_{p0,2min}$ $S_p/R_{pf,minn}$	0.94	0.91	0.93	0.90	0.92	0.91	0.91	0.90	0.88	0.88
Durezza Vickers HV, F≥98 N	min	120	130	155	160	190	250	255	290	320	385
	max	220				250	320	335	360	380	435
Durezza Brinell HBW, F=30 D^2	min	114	124	147	152	181	245	250	286	316	380
	max	209				238	316	331	355	375	429
Durezza Rockwell HRB	min	67	71	79	82	89	-				
	max	95,0				99,5	-				
Durezza Rockwell HRC	min	-					22	23	28	32	39
	max	-					32	34	37	39	44
Resilienza, K_v [J]	min	-		27	-		27	27	27	27	*
Tenacità della testa		*Nessuna rottura*									

** Valore ancora non definito ed in fase di studio*

4.5 Pannello in legno multistrato incrociato

Per i pannelli in legno lamellare multistrato è previsto l'impiego di essenza di abete con classe di resistenza GL24c:

Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}$	24.00	[N/mm²]
Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,k}$	17.00	[N/mm²]
Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,k}$	0.50	[N/mm²]
Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,k}$	21.50	[N/mm²]
Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,k}$	2.50	[N/mm²]
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}$	3.50	[N/mm²]
Massa volumica caratteristica	ρ_k	365.00	[kg/m³]
Modulo Elastico Medio parallelo alla fibra	$E_{0,mean}$	11000.00	[N/mm²]
Modulo Elastico Caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,05}$	9100.00	[N/mm²]
Modulo Elastico Medio perpendicolare alla fibra	$E_{90,mean}$	300.00	[N/mm²]
Modulo Elastico Medio Tangenziale	G_{mean}	650.00	[N/mm²]
Coefficiente di sicurezza del legno (per le unioni)	γ_m	1.50	[-]
Coefficiente k_{mod} per tenere in conto dell'umidità e della durata del carico	k_{mod}	0.90	[-]

Resistenza di calcolo a flessione	$f_{m,d}$	14.40	[N/mm²]
Resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,d}$	10.20	[N/mm²]
Resistenza di calcolo a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,d}$	0.30	[N/mm²]
Resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,d}$	12.90	[N/mm²]
Resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,d}$	1.50	[N/mm²]
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{v,d}$	2.10	[N/mm²]

4.6 Calcestruzzo alleggerito

Per la realizzazione del nuovo orizzontamento a livello del 1° piano (zona patio) è previsto l'impiego di calcestruzzo preconfezionato leggero strutturale costituito da premiscelato a base di argilla espansa (LECA Strutturale) con:

- classe di massa volumica del calcestruzzo D1.7;
- -classe di resistenza LC 30/33;
- Classe di esposizione XC3

4.7 Ancoranti

Il fissaggio sugli elementi in calcestruzzo armato della nuova carpenteria metallica strutturale da realizzare nel patio è previsto:

- per le travi principali mediante tirafondi in materiale B450C saldati sulle piatre metalliche terminali.;
- per le travi secondarie delle passerelle mediante l'impiego di ancorante chimico epossidico specifico per carichi pesanti mediante barre filettate tipo o similare a Hilti HIT-V in acciaio 8.8 e ancorante chimico a base epossidica tipo o similare a Hilti HIT-RE 500 V3. Il sistema dovrà possedere marcatura CE ed appartenere alla categoria sismica C2.

5 CARICHI

I carichi considerati nello sviluppo della progettazione esecutiva sono di seguito descritti.

5.1 Peso proprio

Il peso proprio delle strutture è computato con riferimento al peso specifico assunto pari a 25kN/m^3 per il c.a. e 78.5 kN/m^3 per l'acciaio. Tale peso proprio è computato in automatico dal programma agli E.F. impiegato per l'analisi, a partire dal peso specifico precedentemente dichiarato.

5.2 Carico permanente (G_1 +G_2)

Sulla base dei carichi reperiti dal progetto delle strutture originario e sulla base delle indagini stratigrafiche eseguite in situ, sono stati definiti i seguenti carichi distribuiti di piano che sono stati aplicati per tutta la superficie degli orizzontamenti esistenti del P1 e del Pcopertura:

Peso proprio e permanente portato solai esistenti piano primo

tavolati	2.00kN/ m^2
pavimento	0.05kN/ m^2
massetto (0.075mx20kN/m^3)	1.50kN/ m^2
cappa (0.025mx25kN/m^3)	0.63kN/ m^2
getto in opera	0.68kN/ m^2
tegolo prefabbricato	1.70kN/ m^2
controsoffittatura/impianti	0.10kN/ m^2
Peso proprio e permanente portato solai piano primo	6.70kN/m^2

Peso proprio e permanente portato solai esistenti della copertura

Guaina bituminosa	0.10kN/ m^2
lamierasandwich	0.15kN/ m^2
isolamento	0.15kN/ m^2
massetto ((0.05+0.04)mx20kN/m^3)	1.80kN/ m^2
getto in opera + rasatura tegoli	0.90kN/ m^2
tegolo prefabbricato	1.70 kN/ m^2
controsoffittatura/impianti	0.10kN/ m^2
Peso prorio e permanete portato solai copertura	4.90kN/m^2

I tamponamenti di facciata sono stati considerati nella loro effettiva posizione con un peso di 10 kN/m.

Peso proprio e permanente portato del nuovo solaio del piano primo

tavolati	0.80kN/ m^2
pavimento in ceramica	0.30kN/ m^2
massetto (0.045mx20kN/m^3)	0.90kN/ m^2
soletta in cls leggero strutturale (sp. 10.5cm – γ=16kN/m^3)	1.42kN/ m^2
protezione REI60	0.24kN/ m^2
impianti	0.08kN/ m^2
controsoffittatura	0.08kN/ m^2
Peso proprio e permanente portato del nuovo solaio piano primo	3.82kN/m^2

Peso proprio e permanente portato della nuova struttura dicopertura

Pannelli fotovoltaici	0.25kN/ m^2
lamiera e supporti	0.15kN/ m^2
isolamento termico	0.15kN/ m^2
manto bituminoso	0.10kN/ m^2
multistrato incrociato di abete (sp. 12cm)	0.50kN/ m^2
protezione REI60	0.40kN/ m^2
impianti	0.08 kN/ m^2
controsoffittatura	0.15kN/ m^2
Peso prorio e permanete portato solai copertura	1.78kN/m^2

5.3 Carico variabile (Q)

Il carico variabile applicato sulle strutture è pari a:

Carico d'esercizio piano primo (parte esistente e ampliamento) 3.00 kN/m^2

5.4 Carico variabile (Neve)

Il carico della neve, di seguito calcolato con riferimento alla q.ta corrispondente a 152 s.l.m.

$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$

q_s = carico della neve in copertura

q_{sk} = carico della neve al suolo

C_E = coefficiente di esposizione, posto paria a 1.

C_t = coefficiente termico, posto paria a 1.

μ_i = coefficiente di forma della copertura (valutato in funzione della pendenza <30°), posto pari a 0.8 in accordo alla tabella 3.4.II del DM2018.
Il carico della neve al suolo viene calcolato con riferimento a:

Zona I Mediterranea

$a_s \leq 200$ m quota del suolo sul livello del mare

q_{sk}= 1.50 [kN/m²] in accordo al paragrafo 3.4.2 del DM2018

$q_s = \mu i \times 1.50 \times C_E \times C_t$ = 1.20 [kN/m²]

5.5 Carico variabile (Vento)

Il calcolo della pressione del vento è eseguito in accordo alla normativa di riferimento in cui si assume:

V_N = 50 anni vita nominale della costruzione

v_{ref} = 25 m/s velocità di riferimento del vento per zona 1(Lombardia)

K_r = 0.20; z_0 = 0.1m; z_{min} = 5m per la categoria di esposizione III (a favore di sicurezza)

$q_{ref} = ½ \rho v^2$ pressione del vento di riferimento

Wind analisys				
Return period design				
Return period - Nominal life	T-R0	=	50	year
exponent	n	=	0.5	
shape parameter	k	=	0.2	
probability value	p	=	0.0200	
	c_prob	=	1.0007	par. 3.3.2. DM2018
Basic wind velocity				
foundamental value of the basic wind	v_b,0	=	25	m/s
directional factor	c_dir	=	1	
season factor	c_season	=	1	
basic wind velocity	v_b	=	25.0183	m/s
Variation with height - parameters				
roughness length	z_0	=	0.100	m
	z_min	=	5	m
roughness length (terrain category II)	z_0,II	=	0.05	m
terrain factor	k_r	=	0.1994	
oroghraphy factor	c_o (z)	=	1	
Turbolence - parameters				
turbulence factor	k_I	=	1	
Peak velocity pressure - parameters				
air density	ρ	=	1.25	kg/m^3
basic velocity pressure	q_b	=	0.391198	kN/m^2

Calcolo della pressione cinetica di riferimento

La pressione del vento è fornita da:

$$p=q_{ref}\cdot c_e\cdot c_p\cdot c_d$$

dove:

- $c_e(z)$ - coefficiente di esposizione- dato da:

  $c_e(z) = Kr^2\cdot ct\cdot \ln(z/z0)[7+ct\cdot \ln(z/z0)]$ per $z \geq z_{min}$
  $c_e(z) = c_e(zmin)$ per $z < z_{min}$
  con: z, altezza della costruzione sul suolo
  c_t=1, coefficiente di topografia

- c_p - coefficiente di forma, funzione della tipologia, della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento; il coefficiente è assunto in accordo al documento in rif.2 e 3.

- c_d - coefficiente dinamico, assunto cautelativamente pari a 1 in accordo al par. 3.3.8 della norma di riferimento.

5.6 Carico termico

La temperatura non costituisce azione fondamentale per la sicurezza e per la efficienza funzionale della struttura. L'azione termica è quindi calcolata con riferimento alla sola componente ΔT_U in accordo al cap. 3.5.5 della normativa in rif. 1:

$$\Delta T_U = \pm 15°C$$

5.7 Sisma

Il livello di sicurezza previsto dal D.M. 17/01/2018 è correlato alla vita nominale e alla classe d'uso dell'edificio, al periodo di riferimento, alle azioni e alle loro combinazioni, comprese le azioni sismiche e quelle eccezionali. La vita nominale di un'opera strutturale V_n è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'edificio in oggetto è di tipo "scolastico", classificabile come "struttura ordinaria", con una vita nominale pari a V_n=50 anni.

Tabella 2.4.I – *Vita nominale V_N per diversi tipi di opere*

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso* C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

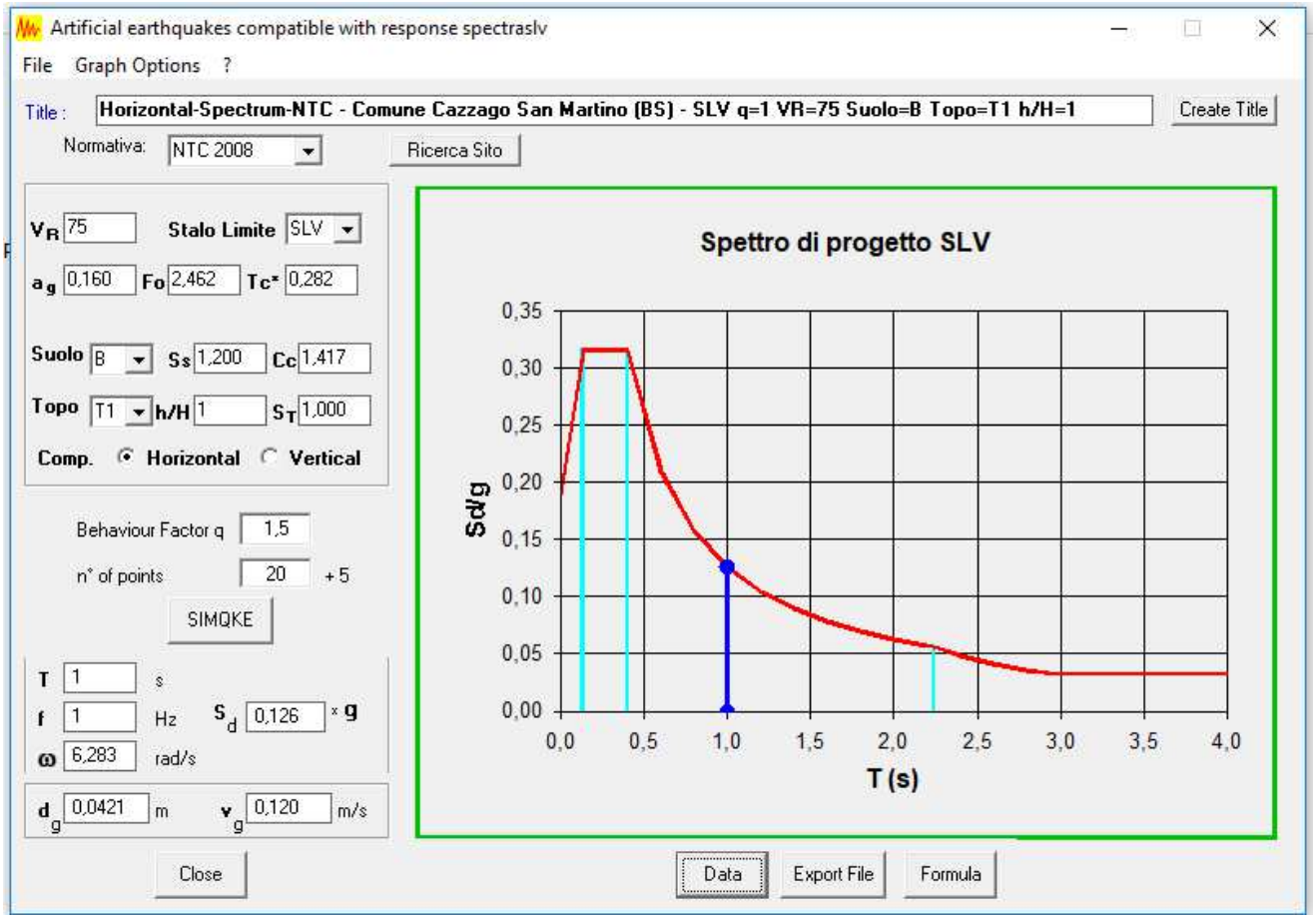
Dunque, il periodo di riferimento per le azioni sismiche risulta:

$V_r = V_n x\ C_u = 50x1,5 = 75$ anni.

L'azione sismica di riferimento è definita a partire dai parametri ag, Fo, T*C individuati nell'allegato B alle NTC in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R. Quale che sia il periodo di ritorno e quindi lo stato limite considerato, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle Eq. 3.2.4 [3.2.3.2.1 - NTC].
Definito il fattore di struttura o coefficiente di comportamento q è possibile passare dallo spettro di risposta elastico allo spettro di progetto.

Lo spettro di progetto SLV è calcolato considerando il sottosuolo di categoria B, coerentemente con la caratterizzazione del terreno definita nella relazione geologica/geotecnica appartenente alla documentazione di progetto.
Si sottolinea come lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV è calcolato impiegando il fattore di struttura q=1.5 come di seguito calcolato al paragrafo 6.2.
La distribuzione delle masse è eseguita in automatico dal programma di calcolo in accordo alla combinazione delle masse definita al paragrafo 3.2.4 della normativa in rif. 1.

Di seguito si riportano i parametri sismici adottati nelle modellazioni elaborate.



Sisma V_r = 75anni

6 CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

L'approccio progettuale che ha indirizzato dal principio il progetto è stato quello di coinvolgere il meno possibile gli spazi interni del fabbricato e ridurre quindi al minimo le interferenze con l'utenza scolastica.
Lo schema strutturale per raggiungere l'adeguamento sismico si concretizza nella realizzazione di una struttura di confinamento esterna che racchiude l'edificio esistente e si fa carico delle sollecitazioni orizzontali a cui sarebbe sottoposta la struttura esistente in caso di sisma. La nuova struttura si compone quindi di:

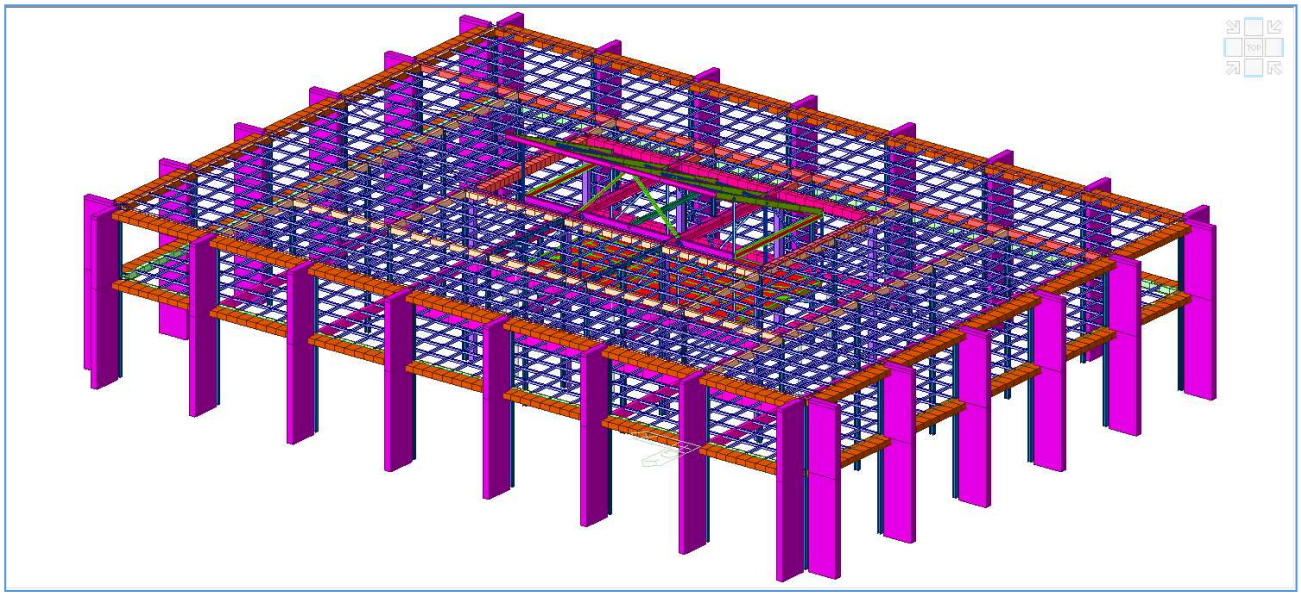
- micropali in prossimità delle fondazioni dei setti armati,
- cordoli in c.a. perimetrali in prossimità del piano fondazione, primo e copertura, sul perimetro esterno dell'edificio e del patio interno.
- Setti in c.a. in prossimità di fili e picchetti all'esterno della struttura esistente,
- catene di collegamento in acciaio dei setti a livello del piano copertura,
- pilastri in cemento armato sul perimetro interno dell'edificio (patio).
- Travi in carpenteria metallica di collegamento a livello dei piani in elevazione nel patio centrale.

Lo scheletro interno è composto da pilastri, fondazioni, cordoli ed in particolare da due travi metalliche che attraversano il patio ad ogni livello (P1 e copetura). Su questi elementi metallici principali si sostiene il volume di ampliamento descritto nelle tavole di progetto.
Questi elementi principali hanno anche l'importante funzione di trasmettere le sollecitazioni orizzontali di compressione del solaio da una parte all'altra del patio nella direzione dell'onda sismica per giungerecontro la nuova struttura di confinamento perimetrale esterno, presente su tutti i lati dell'edificio. Durante l'evento tellurico tutti i setti sono comunque coinvolti nel sopportare le azioni orizzontali poiché le catene disposte a livello della copertura permettono la collaborazione dei setti disposti anche sul lato opposto rispetto alla direzione dell'accelerazione sismica.

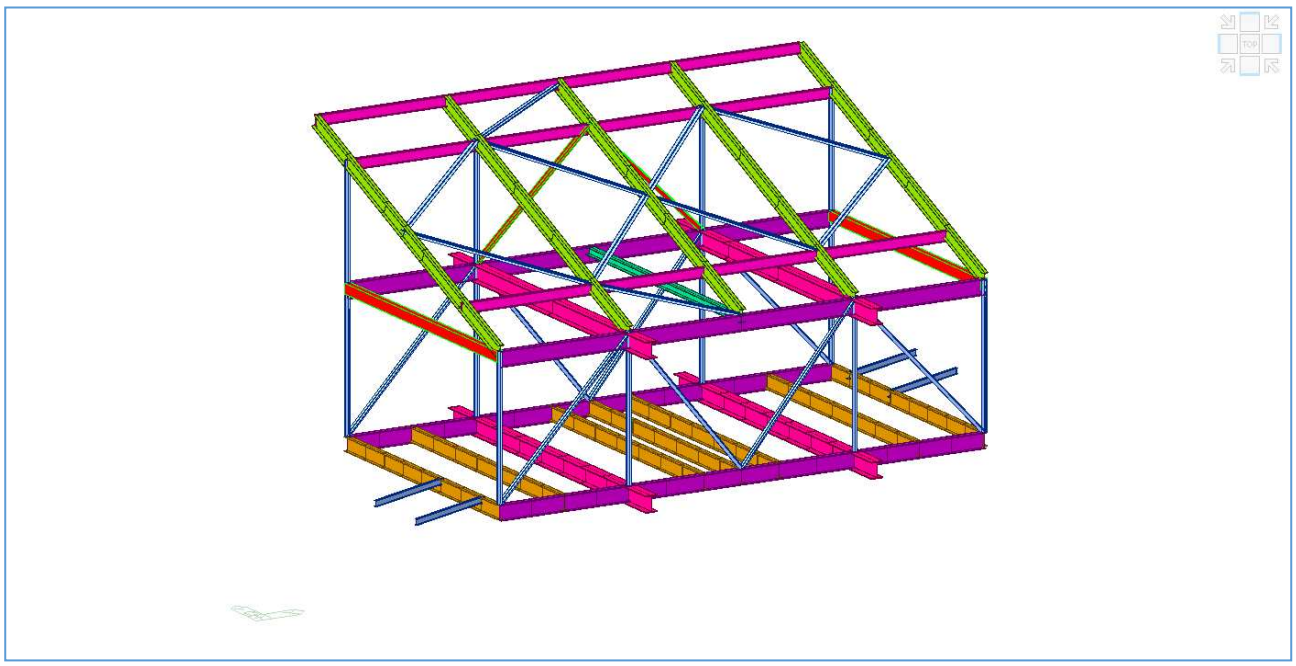
6.1 Modellazione delle strutture

Per la modellazione del terreno, si è fatto riferimento ai parametri definiti sia nella Relazione Geologica che nella Relazione Sismica, a cui si rimanda.
L'analisi utilizzata è di tipo statica lineare in quanto la struttura analizzata risulta regolare e la sua risposta simica è governata, nelle due direzioni principali, dai soli modi di vibrare principali con la relativa partecipazione della totalità delle masse.
Al fine di modellare correttamente il trasferimento dell'azione simica sulla struttura di confinamento perimetrale esterno, nell'ipotesi di totale assenza di piano rigido, sono stati inseriti perimetralmente ai solai dei vincoli dal comportamento non lineare che reagiscono solo a compressione nel proprio asse (elastic link- tipe: compression – SDx= 1000000.0 kN/m). Questo ha permesso di valutare indipendentemente il comportamento nei due versi affidando, alternativamente, l'azione sismica ai soli setti oggetto della "spinta attiva" trascurando i setti, la cui reazione, avrebbe richiesto inammissibili risorse a trazione dell'impalcato.
Le azioni così calcolate vengono successivamente ridistribuite sulla totalità dei setti presenti nella direzione considerata attraverso la modellazione delle catene poste in sommità degli stessi.

Di seguito si riportano alcune immagini significative dei modelli strutturali effettuati.



Modello FEM intero intervento



Modello FEM nuovo struttura interna patio

6.2 Regolarità strutturale

Regolarità in altezza:

- I sistemi resistenti verticali (setti sismici) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- Masse e rigidezze rimangono costanti dalla base alla cima dell'edificio (i due piani hanno massa e rigidezza comparabili);
- Non sono presenti restringimenti della sezione dell'edificio;

La regolarità in altezza risulta soddisfatta.

Regolarità in pianta:
Considerando la simmetria delle rigidezze rispetto al baricentro geometrico, che nell'edificio in esame corrisponde al centro di massa, si può assumere che gli effetti torsionali legati all'eccentricità tra baricentro delle rigidezze e centro di massa siano trascurabili e l'edificio sia classificabile come regolare in pianta.

6.3 Criteri di modellazione

Le sollecitazioni sono valutate considerando le combinazioni di carico definite ai paragrafi 2.5.3 del D.M. 17/01/2018 ed applicando il sistema di forze definito per l'analisi lineare dinamica.
Sono stati adottati i seguenti criteri:

- Classe di duttilità: Struttura non duttile
- Gerarchia delle resistenze: NO
- Regolarità in pianta: SI
- Regolarità in elevazione: SI $K_R = 1$
- Tipologia strutturale: Struttura a pareti non accoppiate
- Fattore di struttura $q_{0,CD"B"} = 3$
  $q_{ND} = \min(2/3\ q_{CD"B"};\ 1.5) = 1.5$

6.4 Stati limite analizzati e verificati

Le verifiche sono condotte con il metodo degli Stati Limite, secondo le modalità definite ai paragrafi 2.2 e 2.6 del D.M. 17/01/2018.
Stati limite indagati:

- SLU – Stato Limite Ultimo
- SLE rara – Stato Limite di Esercizio (combinazione rara)
- SLE frequente – Stato Limite di Esercizio (combinazione frequente)
- SLE quasi permanete – Stato Limite di Esercizio (combinazione quasi permanente)
- SLD – Stato Limite di Danno
- SLO – Stato Limite di operatività
- SLV – Stato Limite per la Salvaguardia della Vita
- SLV – Stato Limite per la Salvaguardia delle Fondazioni

- Calcolo della rigidezza torsionale/flessionale

Il paragrafo 2.5.1.3 "Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo" definisce le seguenti azioni:
a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo: peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno, quando pertinente, forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1); peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2); spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione; pretensione e precompressione (P); ritiro e viscosità; spostamenti differenziali;
b) variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo: di lunga durata, agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura, di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
c) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura: incendi, esplosioni, urti ed impatti;
d) sismiche (E): azioni derivanti da eventi sismici.

Le combinazioni di carico adottate sono quelle definite al paragrafo 2.5.3 "Classificazione delle azioni":
- Combinazione fondamentale, da utilizzarsi nelle verifiche per gli stati limite ultimi (S.L.U.) di cui al paragrafo 2.2.1 del D.M. 17/01/2018:

$$\gamma_{G1}\times G_1 + \gamma_{G2}\times G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}\times Q_{k1} + \gamma_{Q2}\times \psi_{02}\times Q_{k2} + \gamma_{Q3}\times \psi_{03}\times Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), da utilizzarsi nelle verifiche per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili di cui al paragrafo 2.2.2 del D.M. 17/01/2018:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\times Q_{k2} + \psi_{03}\times Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

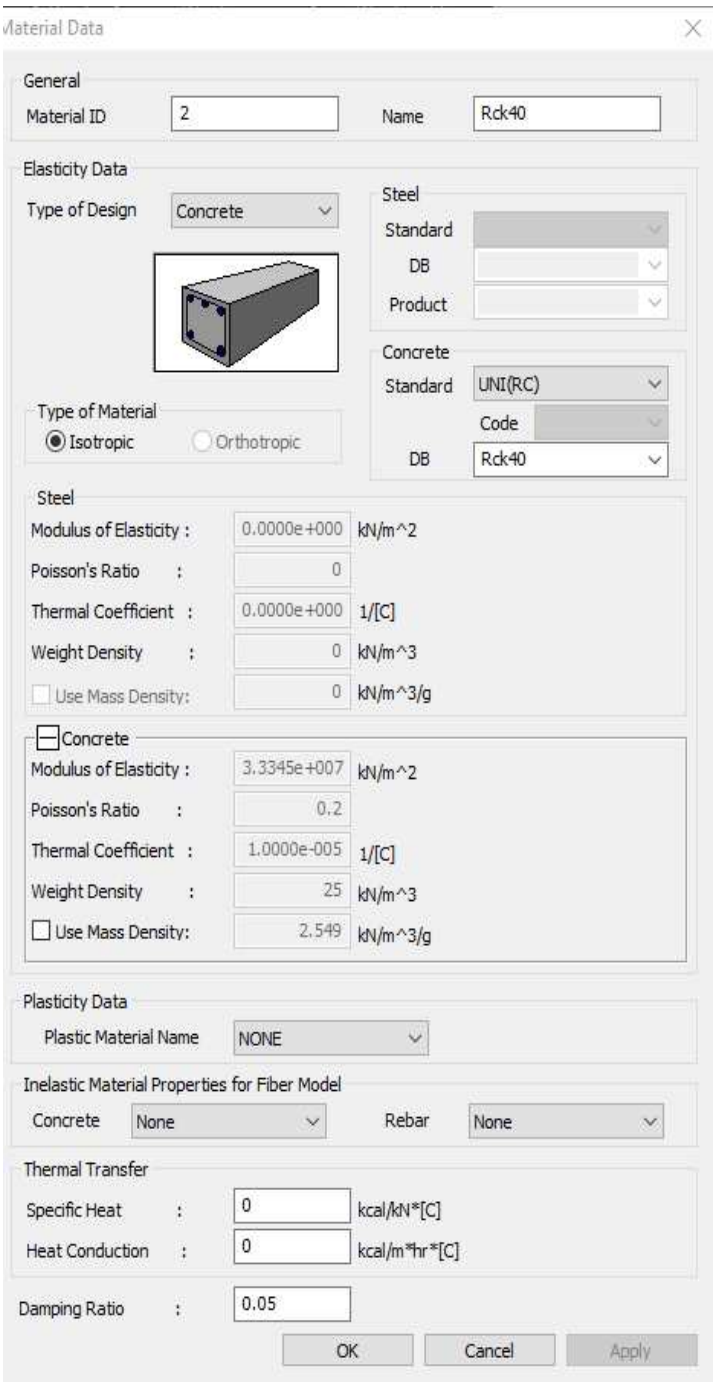
- Combinazione sismica, connessa all'azione sismica E di cui al paragrafo 3.2 del D.M. 17/01/2018:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\times Q_{k1} + \psi_{22}\times Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

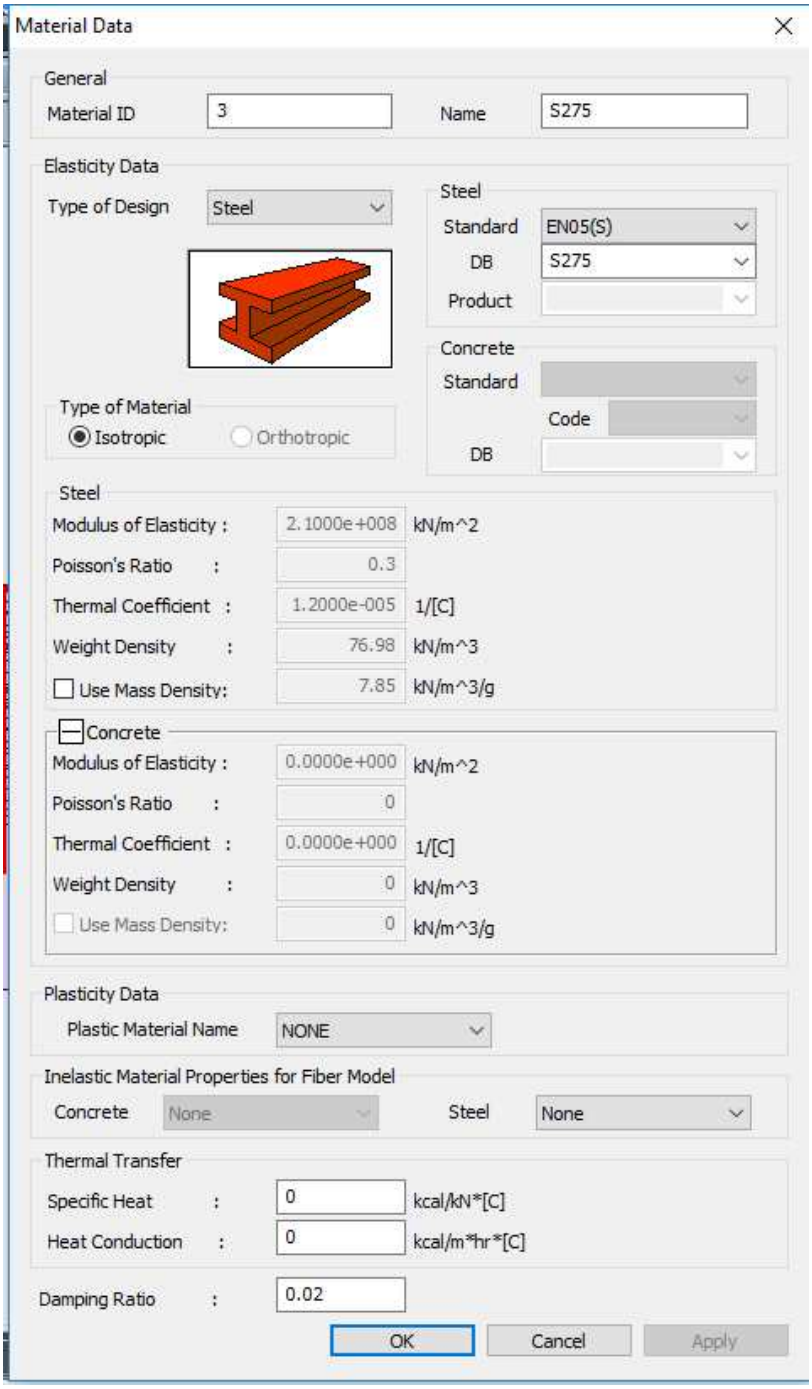
Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

6.5 Parametri dei materiali

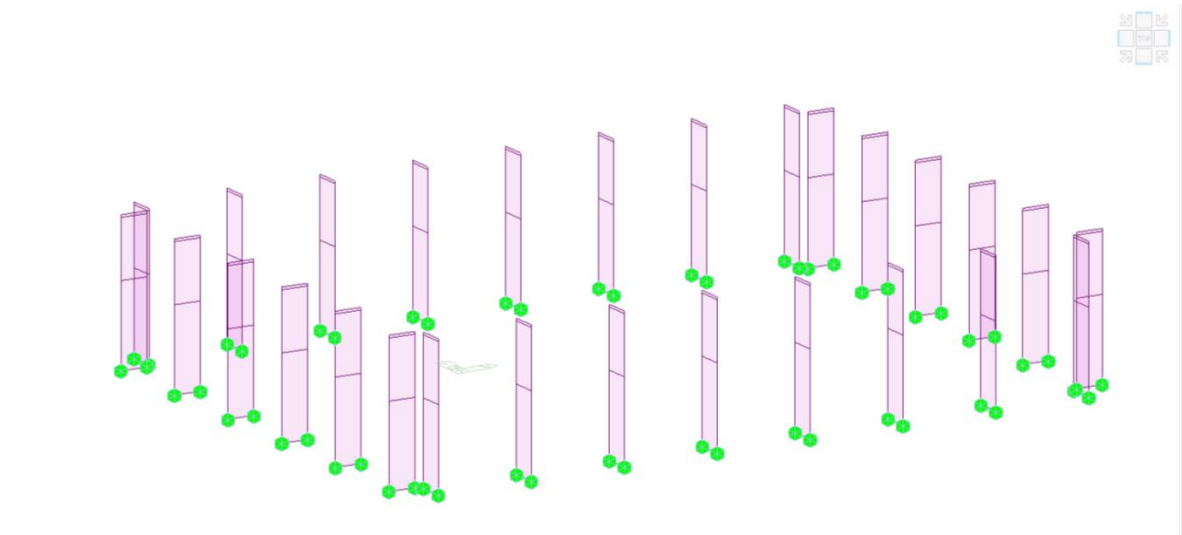
Tutti gli elementi di nuova realizzazione in CLS hanno le seguenti caratteristiche:



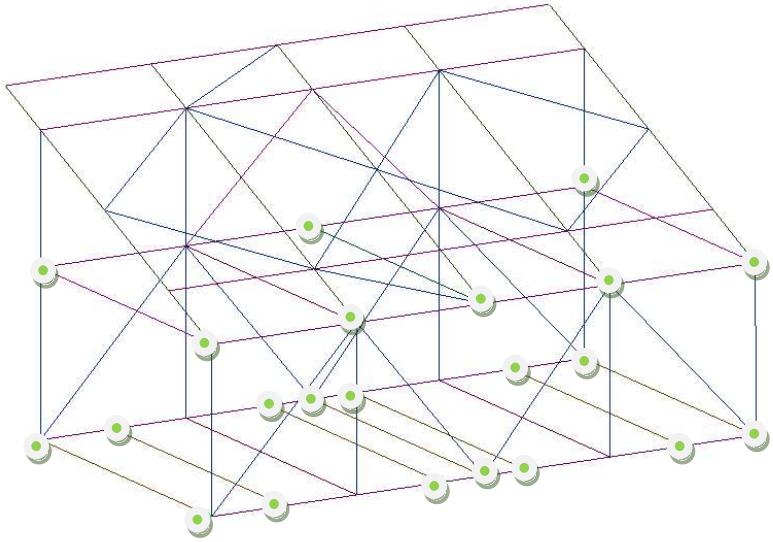
Tutti i nuovi elementi in acciaio hanno le seguenti caratteristiche:



6.6 Modellazione dei vincoli

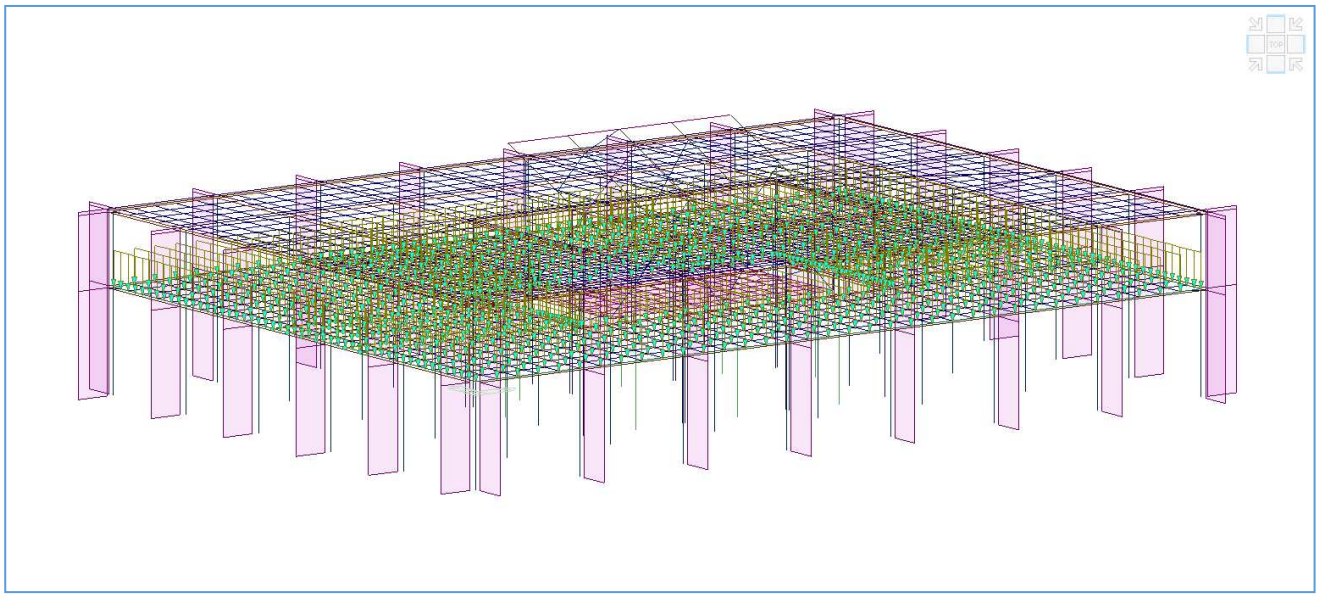


Modellazione vincoli a terra nuoci setti (cerniere alle estremità)

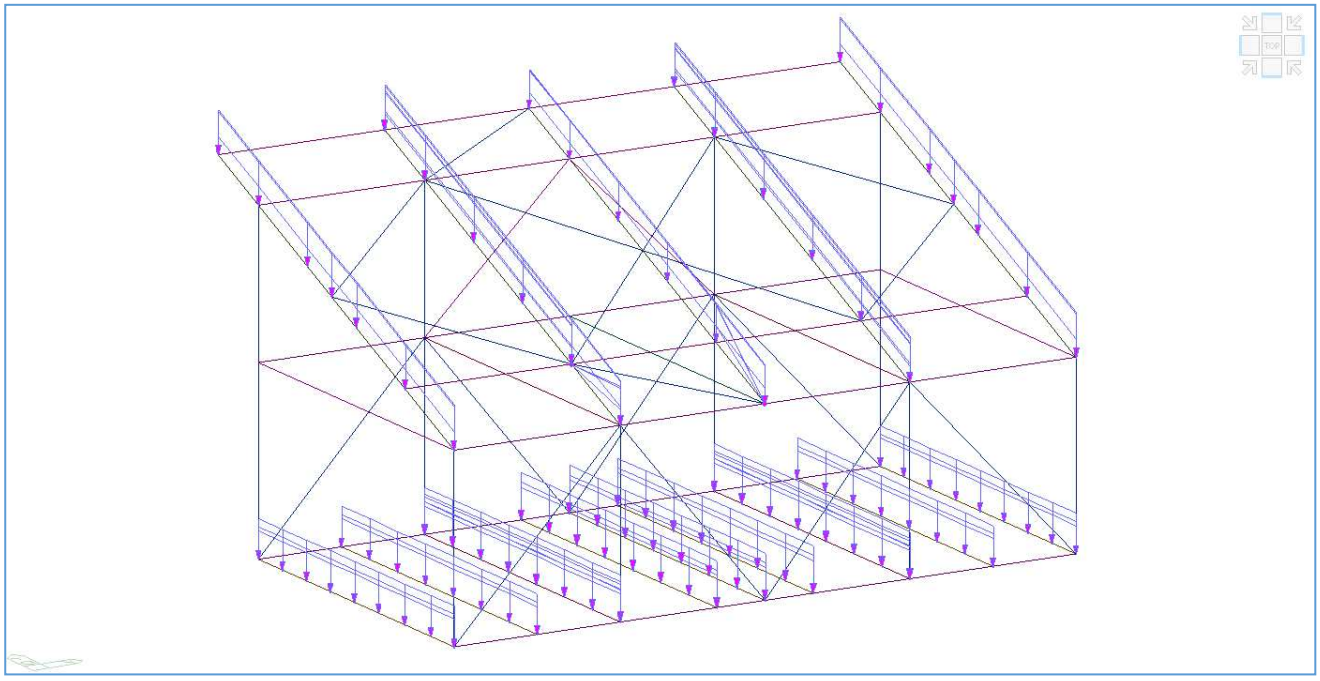


Svincoli interni struttura in carpenteria (svincolo My per modellazione cerniera)

6.7 Modellazione carichi



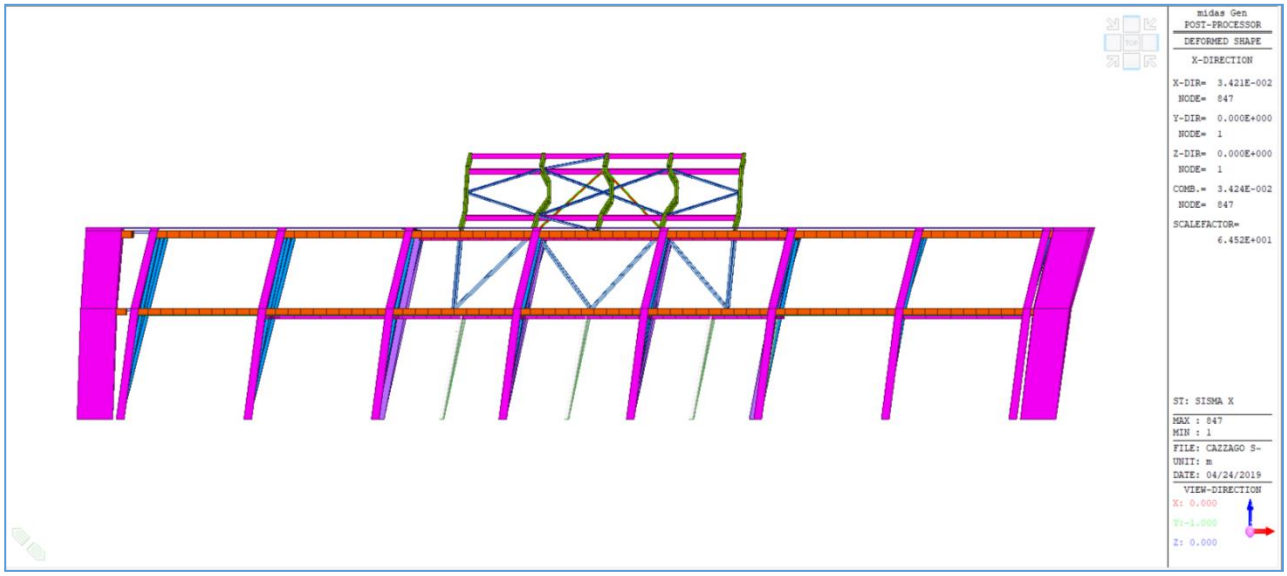
Carichi applicati come “floorload” sull’impalcato



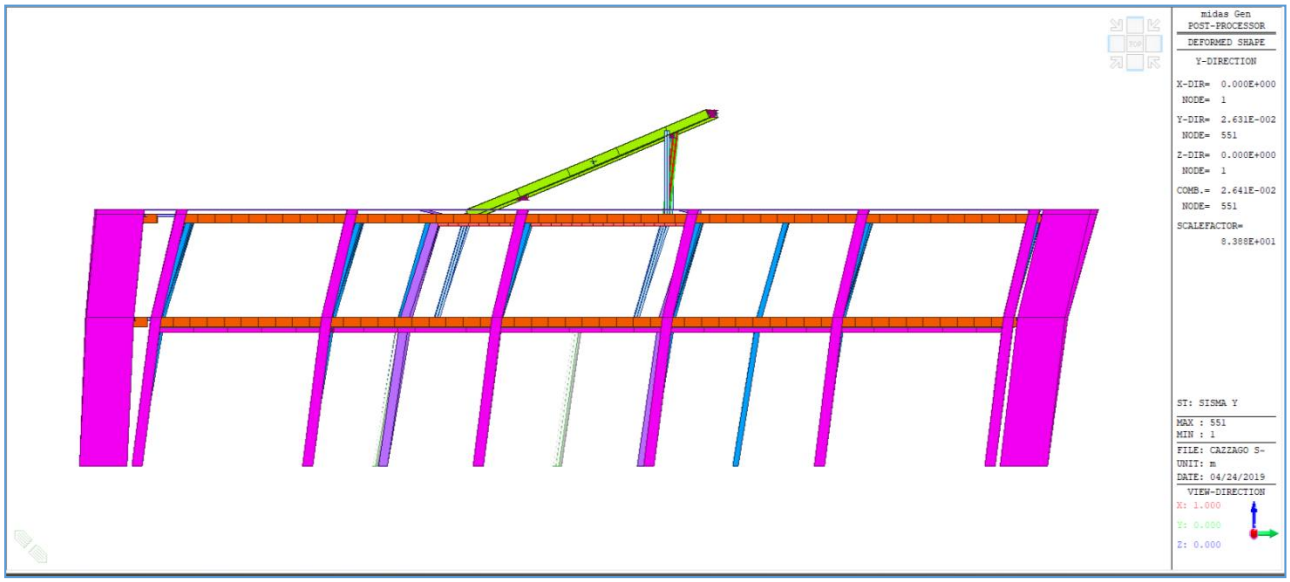
Carichi applicati come “beamload” sulle travature

7 RISULTATI DELL'ANALISI

7.1 Analisi lineare statica



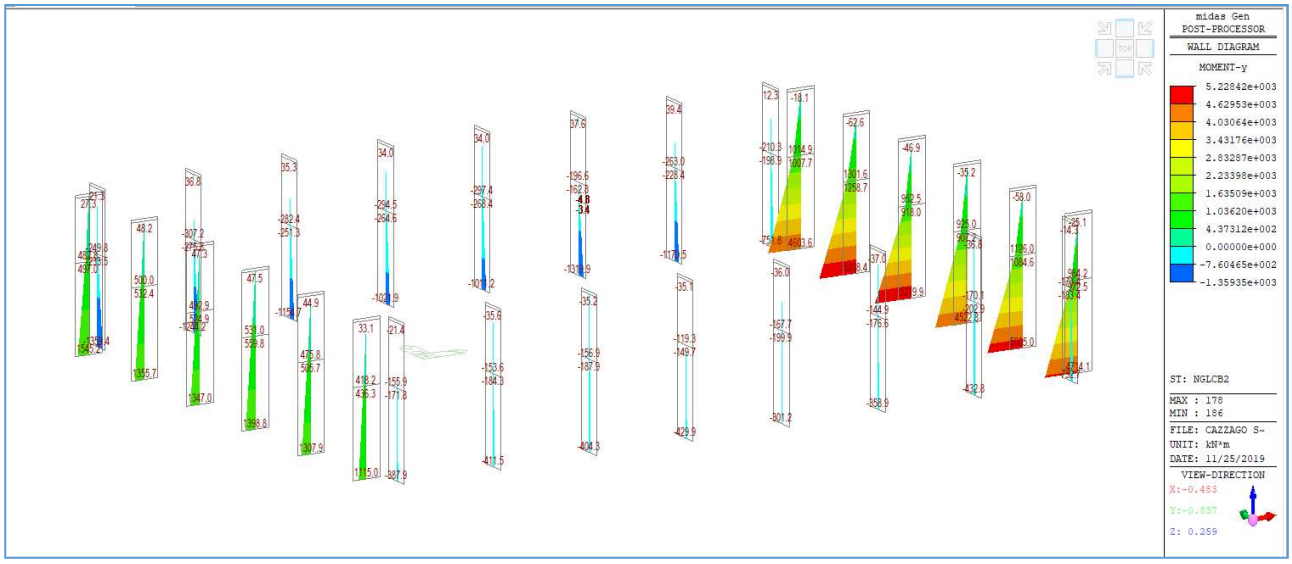
Deformata in x – Sisma x



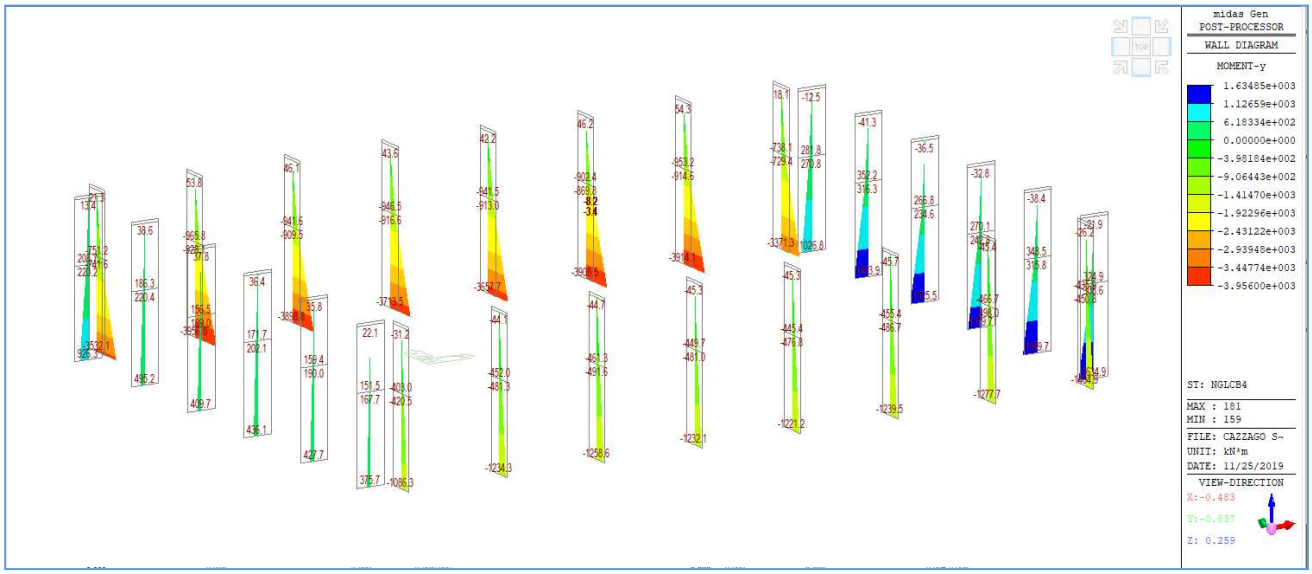
Deformata in y – Sisma y

7.2 Azioni interne setti simici

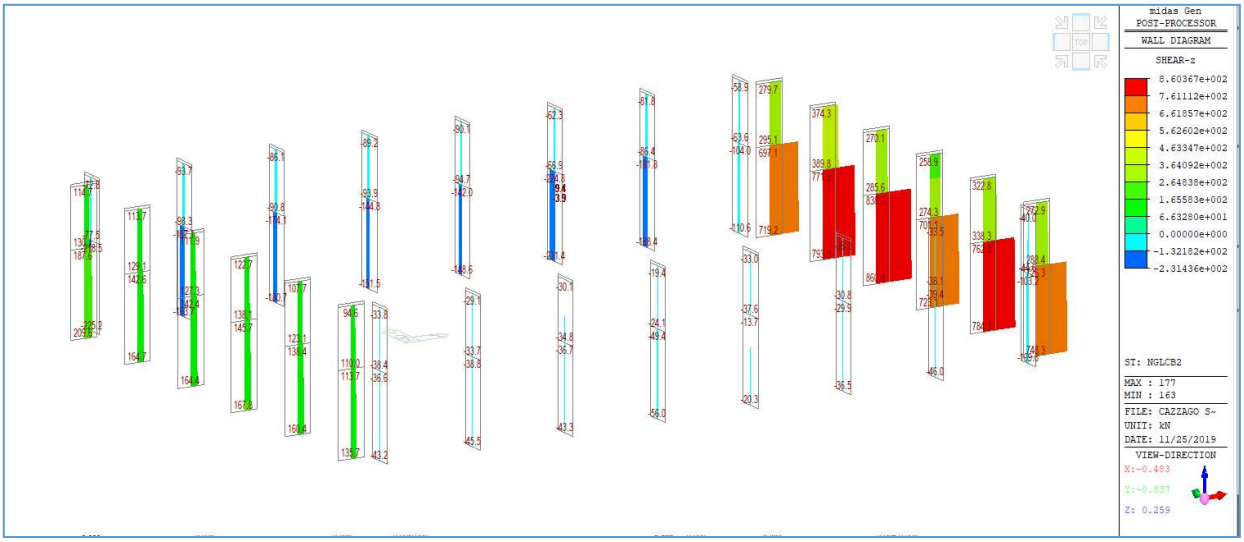
Nel presente paragrafo si riportano i risultati in termini di azioni interne dei setti nella combinazione di carico SLU. Nelle figure successive si mostrano le massime azioni sollecitanti nei setti, individuate nella combinazione di carico da normativa. Si precisa che essendo condotta un analisi non lineare le combinazioni di calcolo sono state trasformate in casi di carico statici.



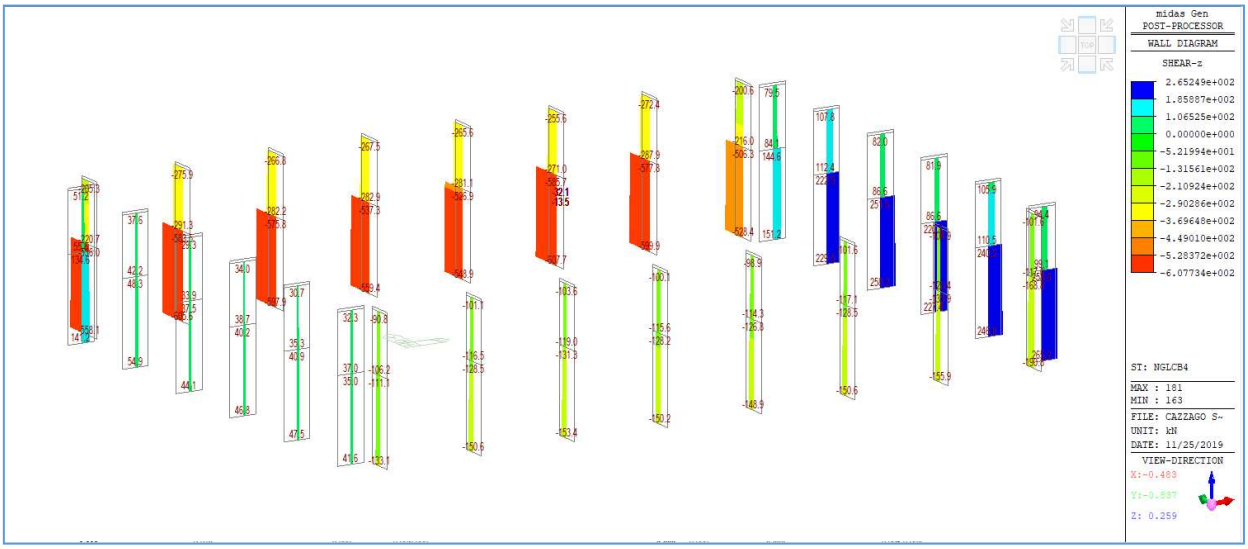
Setti – Momento flettente M[kNm] SLU – Caso di carico NGLCB2



Setti – Momento flettente M[kNm] SLU – Caso di carico NGLCB4



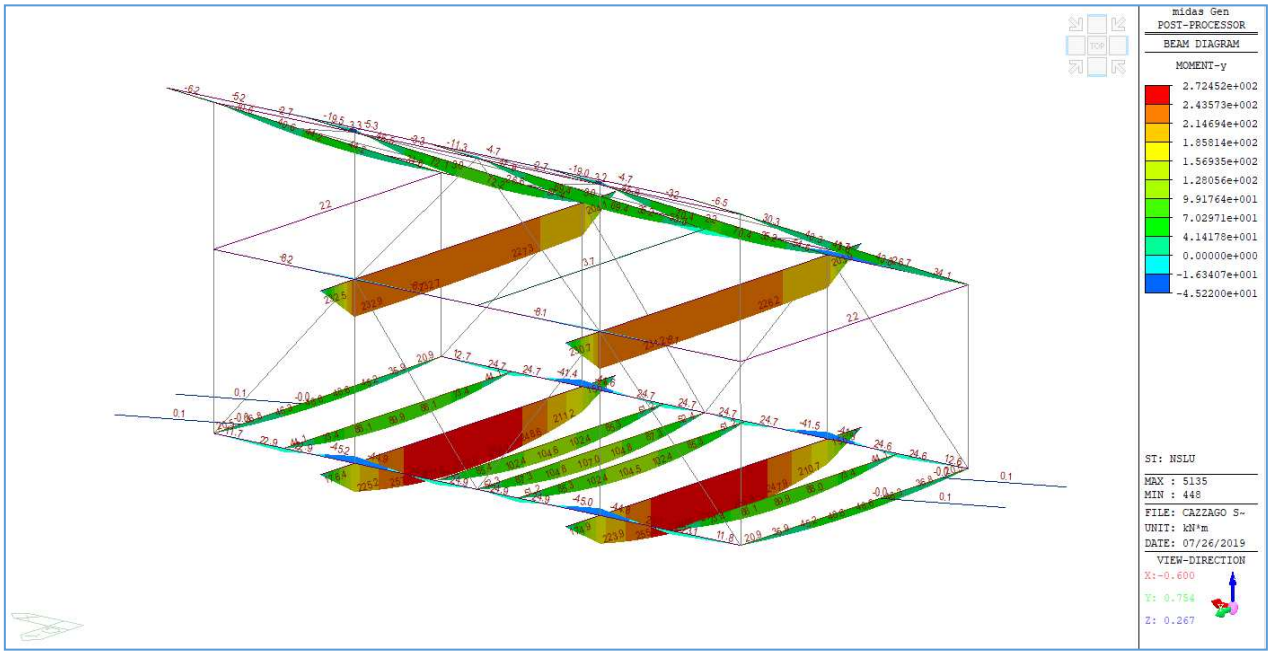
Setti – Taglio V[kN] SLU – Caso di carico NGLCB2



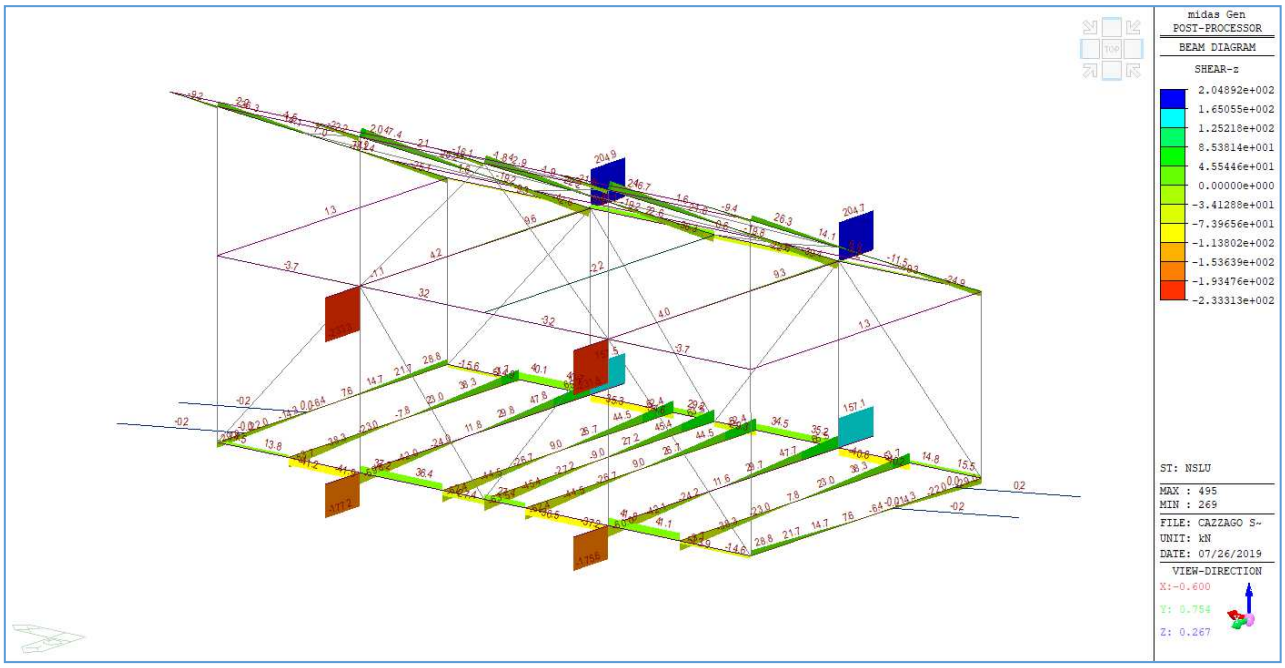
Setti – Taglio V[kN] SLU – Caso di carico NGLCB4

7.3 Azioni interne e deformate struttura interna patio

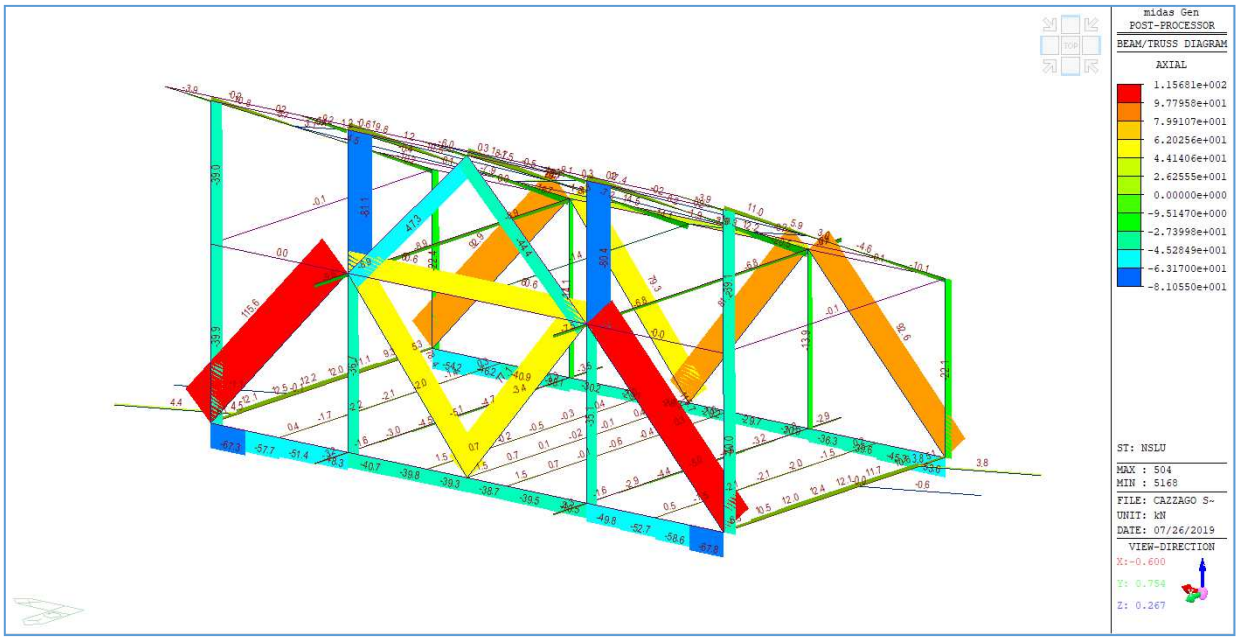
Nel presente paragrafo si riportano i risultati in termini di azioni interne degli elmenti strutturali della nuova struttura interna nella combinazione di carico SLU.



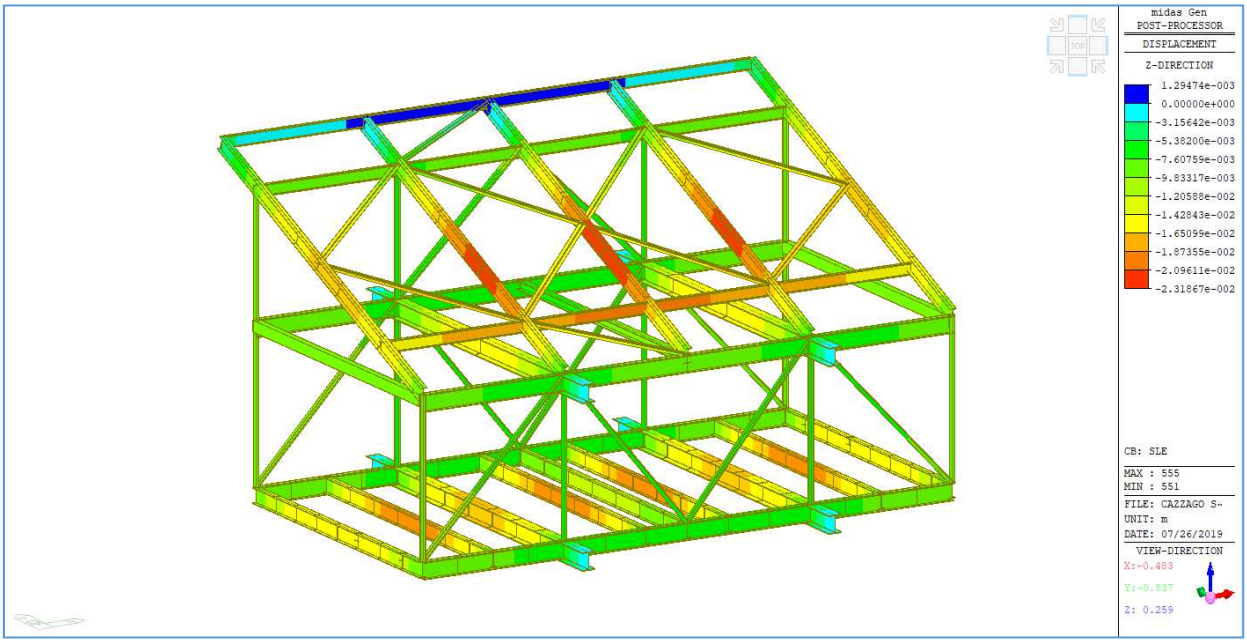
Struttura interna – Momento flettenteM[kNm] SLU



Struttura interna – TaglioV[kN] SLU



Struttura interna – Azione assiale N[kN] SLU



Struttura interna – Spostamenti (freccia) SLE [m]

8 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI FONDAZIONE

Nel seguito si riporta il dimensionamento a carichi verticali dei micropali.
Si prevede di iniettare i pali con Iniezioni Ripetute e Selettive. In funzione dei valori di NSPT riportati nella relazione geotecnica di utilizza un valore di qs (aderenza laterale) pari a 225kPa.
I setti sono stati modellati fino ad intradosso fondazione al fine di ricavare le azioni agenti alla quota di testa dei pali.
Dividendo i momenti alla base dei setti per la distanza tra i micropali si ottiene un'azione assiale massima pari a:
5271.0 kNm / 3 m/ 2 pali = 878.5kN => 900kN (azione massima di calcolo in testa al palo)

CALCOLO PORTATA MICROPALI

Caratteristiche Tubo acciaio		
Φ_{tubo}	139.7	mm
t_{tubo}	10	mm
A_{tubo}	4074.65	mm^2
γ_{tubo}	78.5	kN/m^3
Φ_{PALO}	200	mm
L_{PALO}	20.00	m
A_{PALO_BASE}	0.071	m^2
γ_{palo}	20	kN/m^3
$P.P._{PALO}$	19.46	kN
f_y	355	MPa
N_{Rd}	1377.62	kN

OK

Sollecitazioni		
$N_{ED_A1C2_STATICA}$		kN
$N_{ED_A2_STATICA}$		kN
N_{ED_SISMA}	900	kN

APPROCCIO SISMA

- compressione
+ trazione

STRATIGRAFIA									Bustamante & Doix		
STRATO	Da [m]	a [m]	Φ [°]	c' [kPa]	γ [kN/m³]	C_u [kPa]	α	S [kPa]	N_{SPT}	Iniezioni	q_s [kPa]
A	0	-20	30	0	20	0	0	0	35	IRS	225

CALCOLO PORTATA LATERALE

STRATO	Terreno	Da	a	Altezza	Palo	α_{RESO}	γ	σ_v'_sup	σ_v'_inf	σ_{med}'	Portata laterale COESIVA	Portata laterale GRANULARE
		[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[kN]
A	GRANULARE	-4	-13	9	VALVOLATO	1.5	20	80	260	225	-	1908.52
											-	-
											-	-
											-	-
											-	-
											-	-
											-	-
											-	-
											-	-
											0.00	1908.52

TOT 1908.52 kN

Coefficiente paziale γ_R 1.25

→ PORTATA LATERALE DI CALCOLO 1526.81 kN

CALCOLO PORTATA DI PUNTA

$Q_{testa\ palo}$	-4	m		
$Q_{testa\ palo}$	-13	m		
Strato di imposta	A			
Tipo terreno:	GRANULARE			
Micropalo:	VALVOLATO			
Φ	30	0.52 rad		
c	0	kPa	N_c	30.14
γ	20	kN/m^3	N_γ	15.07
C_u	0	kPa	N_q	18.40
q [kPa]	0			

Portata ultima alla punta 0.00 kN

Coefficiente paziale γ_R 0

→ PORTATA ALLA PUNTA DI CALCOLO 0.00 kN

PORTATA TOTALE 1526.81 kN

Fattore di correlazione ξ_4 1.7

$Q_{ultima\ micropalo}$ 913.00 kN

VERIFICA SODDISFATTA

Coeff. di Sfruttamento 98.6%

I micropali non sono stati calcolati per resistere ai carichi orizzontali, in quanto il taglio alla base dei setti viene trasferito al terreno mobilitando la spinta passiva grazie al paramento interrato che collega le fondazioni dei setti.
Infine, nella pagina seguente, si riporta il calcolo dell'armatura necessaria per le catene sopra i micropali.

Geometria

A	0	mm	B	0	mm
a	350	mm	b	350	mm
H	600	mm	d	600	mm
c	80	mm	c	80	mm
c'	80	mm	c'	80	mm
h	0	mm			

Sollecitazioni

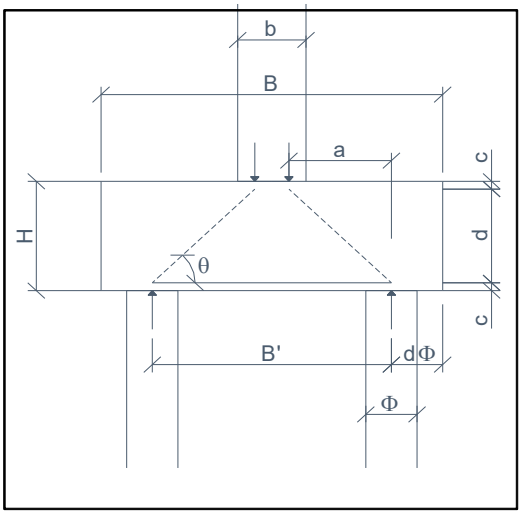
N	3600	kN			
V_X	0	kN	V_Y	0	kN
M_Y	0	KNm	M_X	0	KNm

Pp Plinto	0	kN
Sovrac. γ	0	kN/m^3
Sovrac. h	0	m
Peso Sovr.	0.0	kN

Azioni sui pali

n° Pali tot	4				
Dir x			Dir y		
n° Pali	2		n° Pali	2	
B'	1	m	B'	1	m

Npalo +	900.0	kN
Npalo -	900.0	kN
ϕ_{palo}	139	mm
ϕ_{anello}	350	mm



Materiali

fck	29.05	N/mm^2
fcd	16.5	N/mm^2
fyk	450	N/mm^2
fyd	391.3	N/mm^2
B'	1.4142	m
a	58.34	cm
d	44.00	cm
θ	37	
Tirante	1193	kN

Dir x			Dir y		
Tirante	844	kN	Tirante	844	kN
As	2156	mm^2	As	2156	mm^2
	8			8	
Si adottano	ϕ		Si adottano	ϕ	
	20	OK		20	OK
As	2512	mm^2	As	2512	mm^2

Nodo compresso

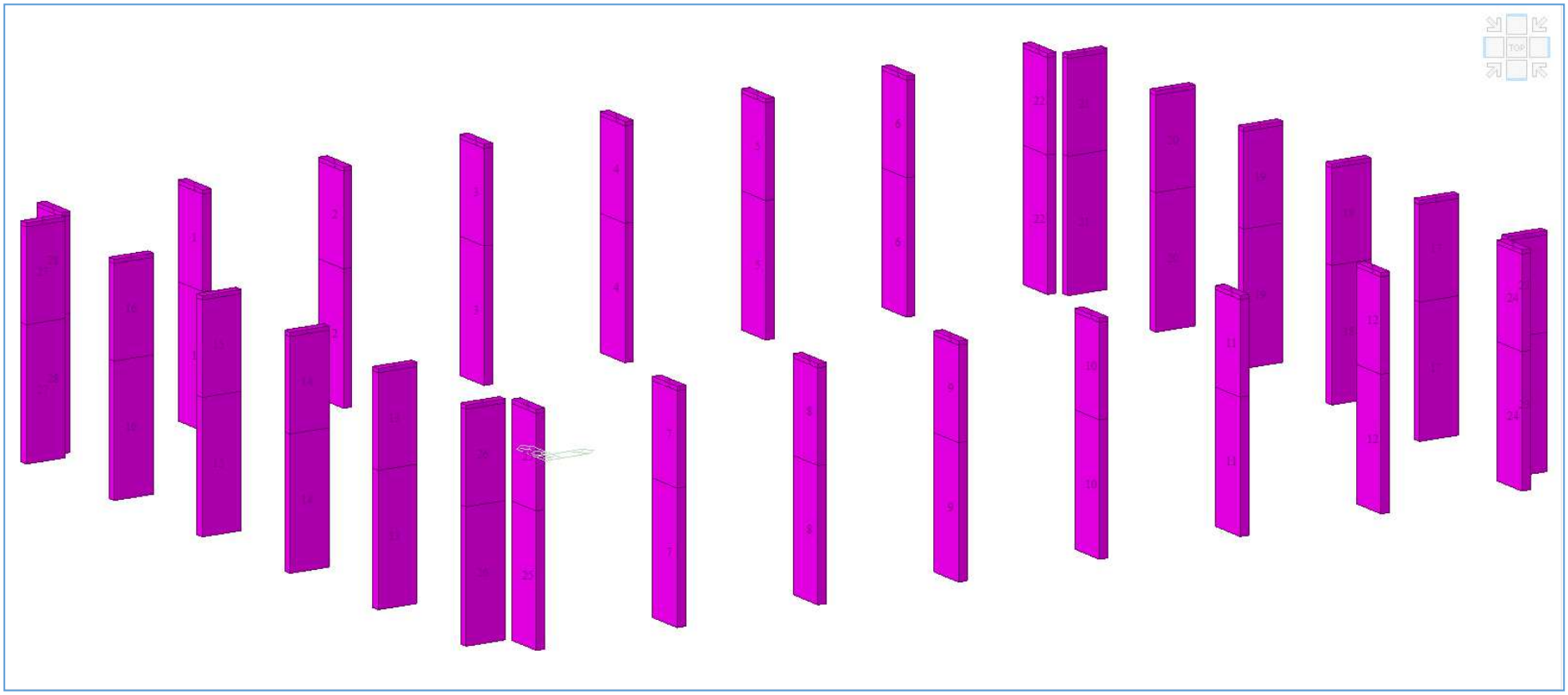
σ	11.11	N/mm^2	<	13	OK

9 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI FUORI TERRA

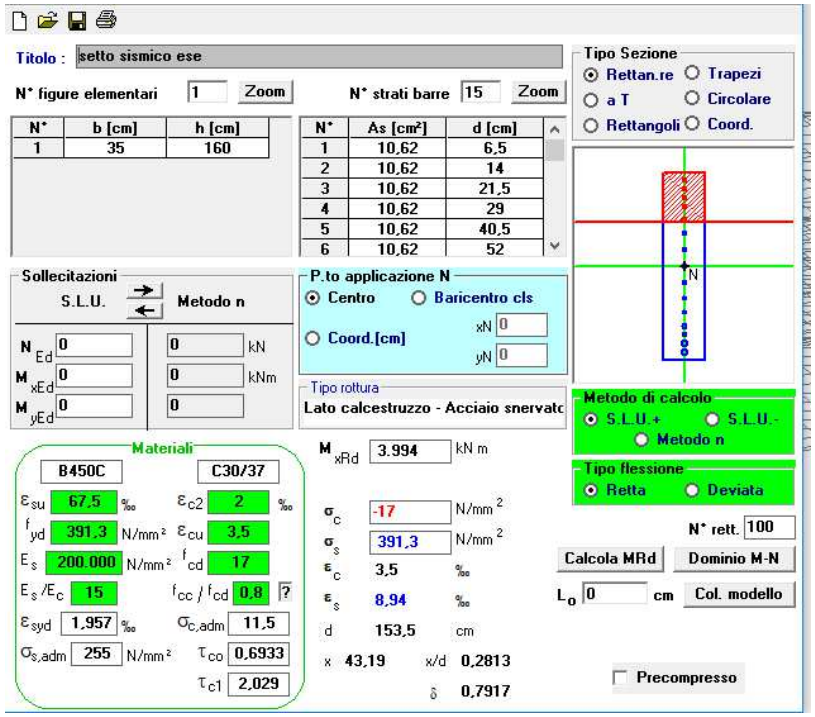
Nel presente capitolo vengono riportati i risultati delle verifiche dei setti sismici in c.a. e della nuova struttura interna al patio in carpenteria metallica.

Setti: si riportano le verifiche a flessione nella combinazione simica per l'elemento più sollecitato considerando il momento agente all'estradosso fondazione, mentre per le verifiche a taglio si riportano i risultati delle verifiche condotte con il software MidasGen 2019.
Struttura interna: si riportano i tabulati delle verifiche allo SLU.

Per l'individuazione degli elementi si fa riferimento alla numerazione riportata nella seguente immagine.



9.1 Verifica setti sismici – M



Calcolo momento resistente setto Mrd [kNm]

Msd = 3740kNm<Mrd = 3994kNm

Percentuale geometrica di aramtura longitudinale nelle zone dissipative di bordo :

Area della sezione di bordo: 35 x 60 = 2100cm^2
Area dell'armatura longitudinale: 63 cm^2
Rapporto geometrico d'aramtura: 63/2100 = 0.03 - Percentuale minima d'armatura soddisfatta.

9.2 Verifica setti sismici – V

```
-----------------------------------------------------------------------------------------
midas Gen - RC-Wall Checking   | Eurocode2:04 & NTC2018 | Method 1         Gen 2019
=========================================================================================
+==============================================================+
|  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)     |
|  midas Gen - Design & checking system for windows           |
+==============================================================+
|  RC-Member(Beam/Column/Brace/Wall) Analysis and Design      |
|  Based On  Eurocode2:04, Eurocode2, ACI318-14,              |
|            ACI318M-14, ACI318-11, ACI318-08, ACI318-05,     |
|            ACI318-02, ACI318-99, ACI318-95, ACI318-89,      |
|            NSR-10, CSA-A23.3-94, BS8110-97                  |
|                                                              |
|                                                              |
|                                                              |
|                                                              |
|                                              (c)SINCE 1989  |
+==============================================================+
|  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.         (MIDAS IT)   |
```

```
|  MIDAS IT Design Development Team                          |
+==========================================================+

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
-------------------------------------------------------------------------------------
LCB  CLoadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
-------------------------------------------------------------------------------------
1  1            NSLU( 1.000)
2  1          NgLCB2( 1.000)
3  1          NgLCB3( 1.000)
4  1          NgLCB4( 1.000)
5  1          NgLCB5( 1.000)
6  1          NgLCB6( 1.000)
7  1          NgLCB7( 1.000)
8  1          NgLCB8( 1.000)
9  1          NgLCB9( 1.000)
-------------------------------------------------------------------------------------
```

```
-----------------------------------------------------------------------------------------
midas Gen - RC-Wall Checking   | Eurocode2:04 & NTC2018 | Method 1         Gen 2019
=========================================================================================

*.PROJECT     :
*.UNIT SYSTEM : kN, m
=================================================================================================
| Eurocode2:04 |  RC-WALL CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.
-------------------------------------------------------------------------------------------------
WID  Wall Mark         fckfyk|  V_RdcV_RdsV_Ed
Story      LwHTwhwfyw|  Rat-Vc  Rat-Vs   Rat-V
=================================================================================================
1   wM0001       32000.0  450000 |  340.667 780.981 605.579
1F1.60000 5.000000.3500  450000 |  1.78*   0.775   0.775
-------------------------------------------------------------------------------------------------
2   wM0002       32000.0  450000 | 340.667 780.981 597.856
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000| 1.75*   0.766   0.766
-------------------------------------------------------------------------------------------------
3   wM0003       32000.0  450000 |  340.667 780.981 574.661
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.69*   0.736   0.736
-------------------------------------------------------------------------------------------------
4   wM0004       32000.0  450000 |  340.667 780.981 570.138
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |      1.67*   0.730   0.730
-------------------------------------------------------------------------------------------------
```

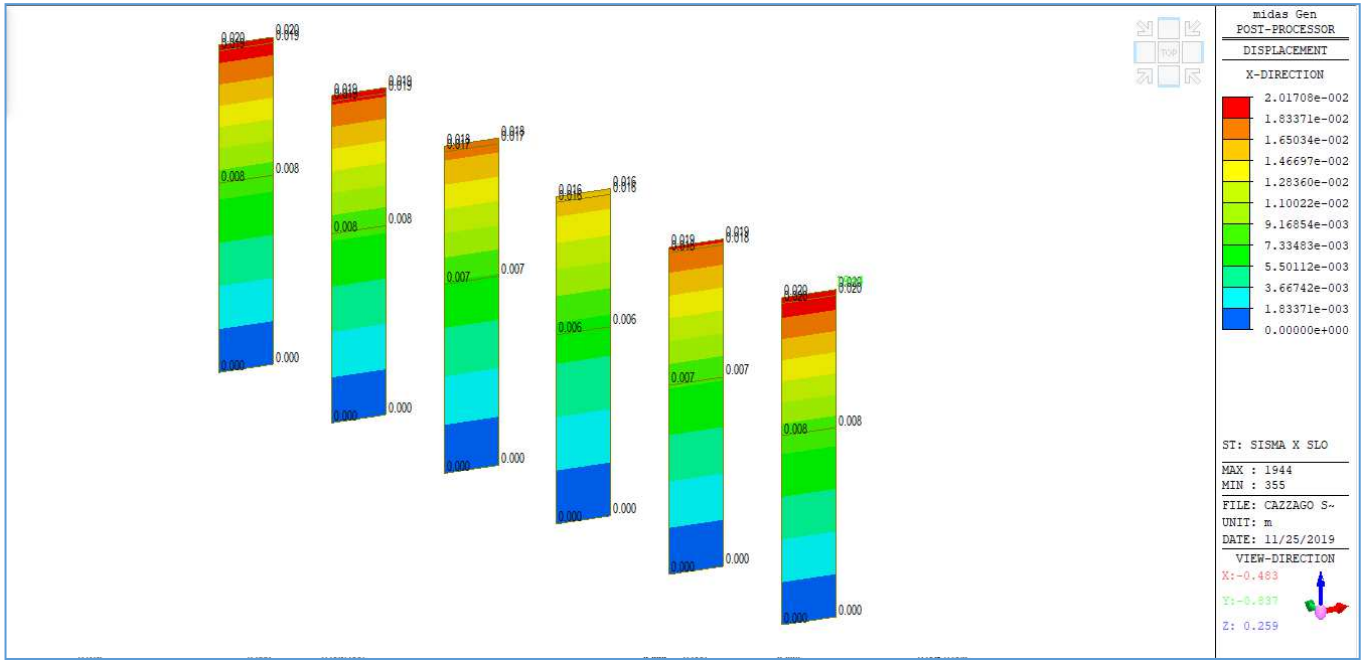
```
5   wM0005       32000.0  450000 | 340.667 780.981 607.734
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.78*   0.778   0.778
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
6   wM0006       32000.0  450000 | | 340.668 780.981 599.885
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.76*   0.768   0.768
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
7   wM0007       32000.0  450000 | | 340.672 780.981 608.940
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.79*   0.780   0.780
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
8   wM0008       32000.0  450000 | | 340.667 780.981 606.983
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.78*   0.777   0.777
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
9   wM0009       32000.0  450000 | 340.667 780.981 566.723
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.66*   0.726   0.726
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
10   wM0010       32000.0  450000  | 340.667 780.981 595.737
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.75*   0.763   0.763
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
11   wM0011       32000.0  450000 | 340.667 780.981 583.546
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.71*   0.747   0.747
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
12   wM0012       32000.0  450000 |  340.667 780.981 594.445
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000|   1.74*   0.761   0.761
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
```

```
13   wM0013       32000.0  450000 | | 340.728 1019.33 832.435
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.44*   0.817   0.817
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
14   wM0014       32000.0  450000 | | 340.648 780.981 775.926
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.28*   0.994   0.994
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
15   wM0015       32000.0  450000 | 340.728 780.981 763.107
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.24*   0.977   0.977
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
16   wM0016       32000.0  450000 | | 340.728 1019.33 790.274
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.32*   0.775   0.775
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
17   wM0017       32000.0  450000 | | 340.728 1019.33 791.072
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000  |   2.32*   0.776   0.776
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
18   wM0018       32000.0  450000 | | 340.648 780.981 726.600
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.13*   0.930   0.930
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
19   wM0019       32000.0  450000 | | 340.728 1019.33 860.367
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.53*   0.844   0.844
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
20   wM0020       32000.0  450000 | 340.728 1019.33 796.631
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.34*   0.782   0.782
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
```

```
21   wM0021       32000.0  450000 | 335.558 780.981 759.418
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.26*   0.972   0.972
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
22   wM0022       32000.0  450000 |   335.498 780.981 572.157
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.71*   0.733   0.733
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
23   wM0023       32000.0  450000 | 335.488 780.981 748.534
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.23*   0.958   0.958
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
24   wM0024       32000.0  450000 |   335.497 780.981 503.207
2F 1.60000 3.50000 0.3500  450000 |   1.50*   0.644   0.644
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
25   wM0025       32000.0  450000 |   335.432 780.981 532.294
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.59*   0.682   0.682
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
26   wM0026       32000.0  450000 | | 335.488 780.981 689.313
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   2.05*   0.883   0.883
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
27   wM0027       32000.0  450000 | | 335.558 780.981 667.818
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.99*   0.855   0.855
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
28   wM0028       32000.0  450000 | 335.427 780.981 565.281
1F 1.60000 5.00000 0.3500  450000 |   1.69*   0.724   0.724
-----------------------------------------------------------------------------------------------------
```

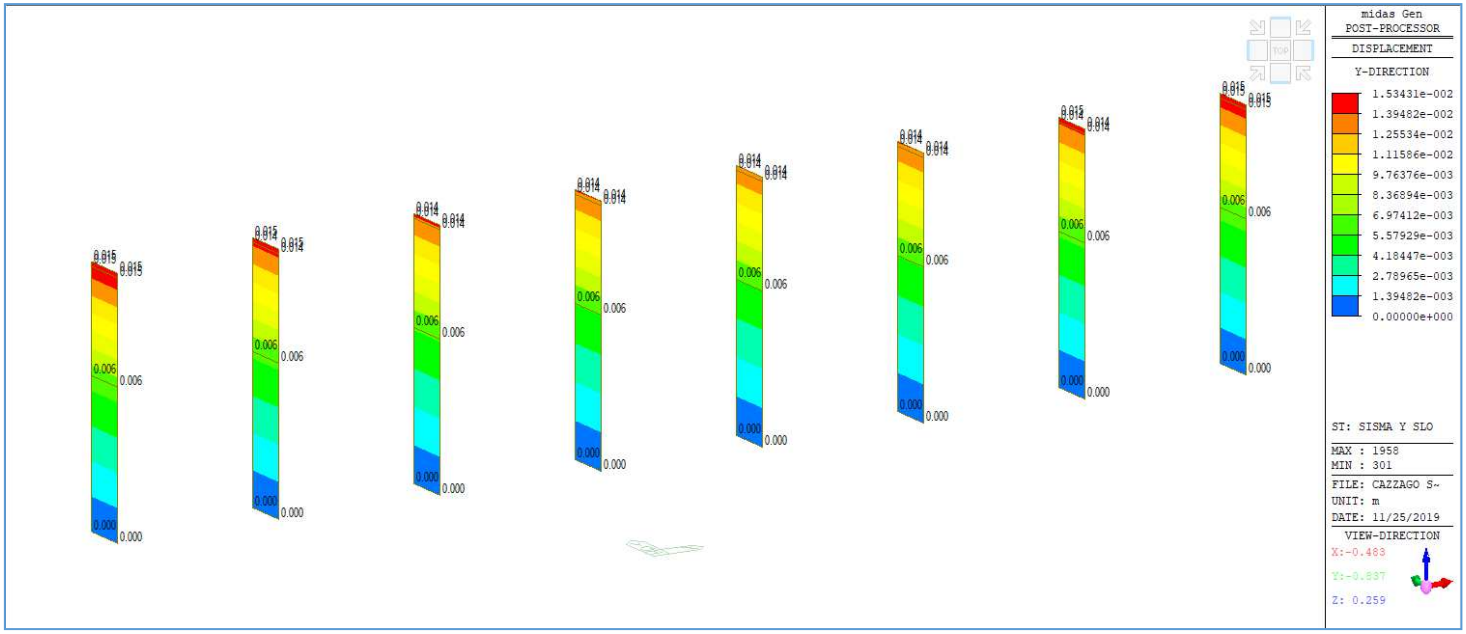
9.3 Verifica interstory drift SLD - SLO

Si riportano di seguito gli spostamenti di piano nelle due direzioni e relative verifiche. In accordo con le NTC18, trattandosi di struttura in CU III si fa riferimento allo SLO.



Spostamenti di piano in direzione x [m]

Spostamento piano copertura direz. X = 0.020 m
Spostamento piano primo direz. X = 0.008 m
Spostamento interpiano: 0.020-0.008 = 0.012 m <= 0.0050 h x 2/3 = 0.0050 x 3.65 x 2/3 = 0.012 m – Verifica soddisfatta

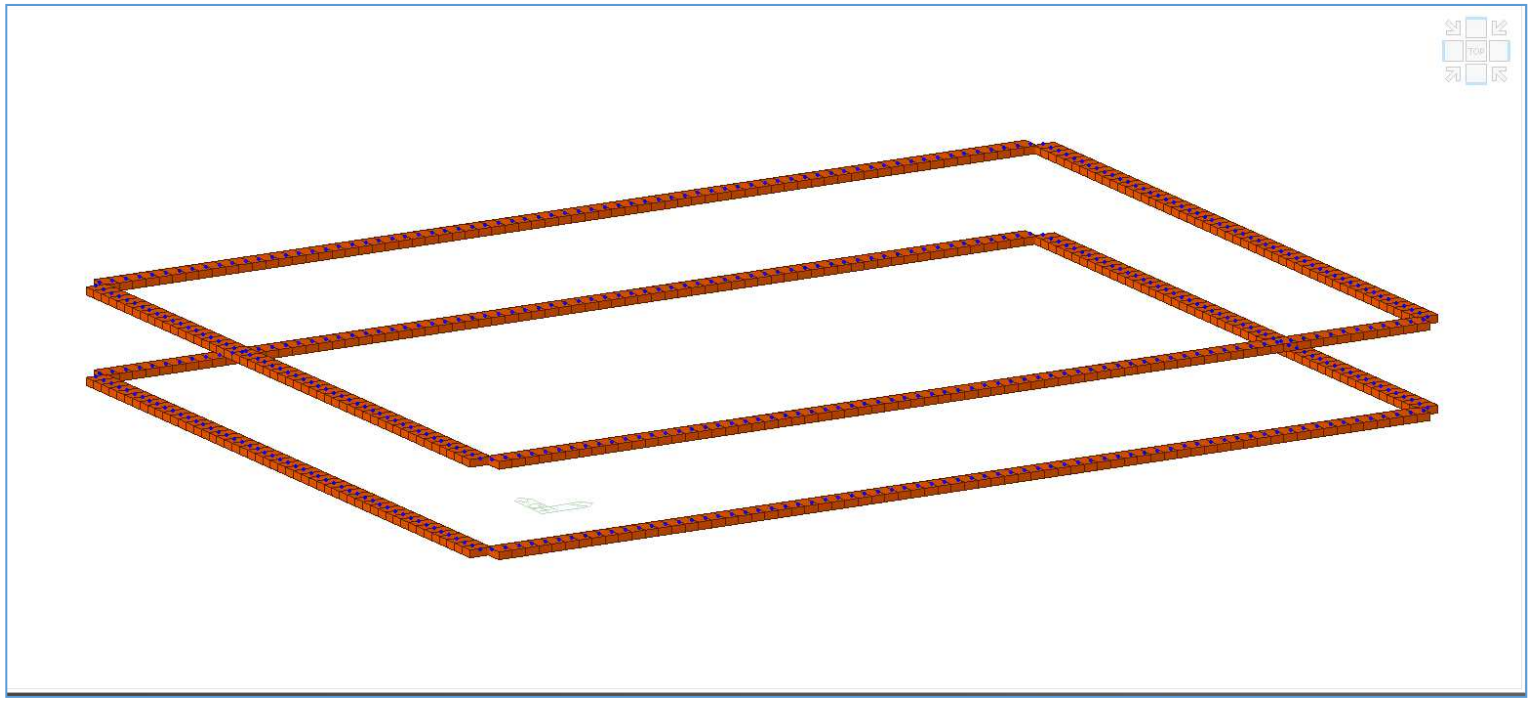


Spostamenti di piano in direzione y [m]

Spostamento piano copertura direz. y = 0.015 m
Spostamento piano primo direz. X = 0.006 m
Spostamento interpiano: 0.015 - 0.006 = 0.009 <= 0.0050 h x 2/3 = 0.0050 x 3.5 x 2/3 = 0.012 m – Verifica soddisfatta

9.4 Verifica travi di bordo

Si riporta di seguito la verifica per le travature in c.a. inserite al fine di ridistribuire le azioni orizzontali provenienti dagli impalcati sui nuovi setti sismici perimetrali.



VERIFICA TRAVI IN C.A.

Sintesi delle verifiche secondo il DM 2018

TIPO		**Trave in semplice appoggio**		
SEZIONE				
Tipo		Rettangolare		
Base		30 cm		
Altezza		90 cm		
Copriferro:	Lato compr.	4 cm	Lato teso	4 cm
Armatura:	Lato compr.	9.42 cm^2	Lato teso	15.46 cm^2
	1° strato:	3 ø 20	1° strato:	3 ø 20
	2° strato:		2° strato:	3 ø 16
Staffe:	passo	15 cm	n. braccia	2
	diametro	12 mm		
MATERIALI				
Acciaio		B450C		
Calcestruzzo		C28/35		

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

<u>Flessione</u>		
Momento sollecitante	328 kN·m	
Momento resistente	466 kN·m	**Rottura lato cls - acciaio snervato**
Fattore di sicurezza Fs	1.42 >1	
<u>Taglio</u>		
Taglio sollecitante	228 kN	
Taglio resistente	437 kN	*resistenza con armatura a taglio*
Fattore di sicurezza Fs	1.92 >1	
<u>Trazione all'appoggio</u>		
Trazione sollecitante	228 kN	
Trazione resistente	1062 kN	
Fattore di sicurezza Fs	4.66 >1	

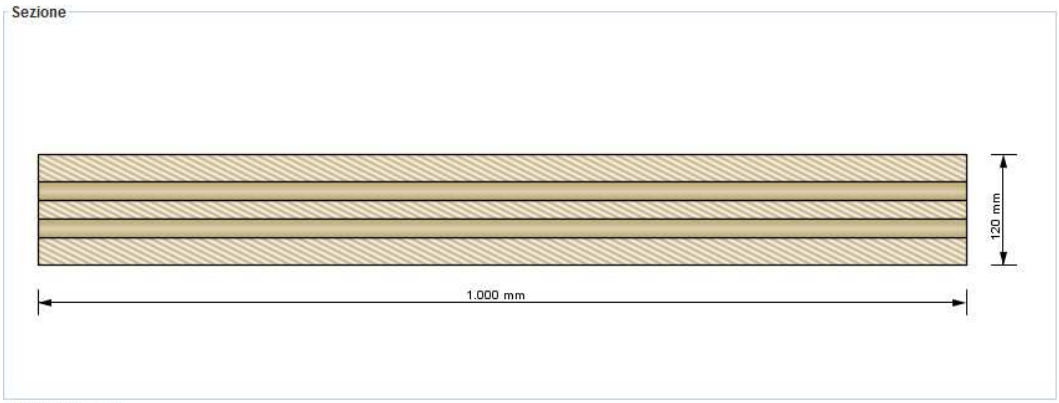
9.5 Verifica struttura interna SLU e SLE

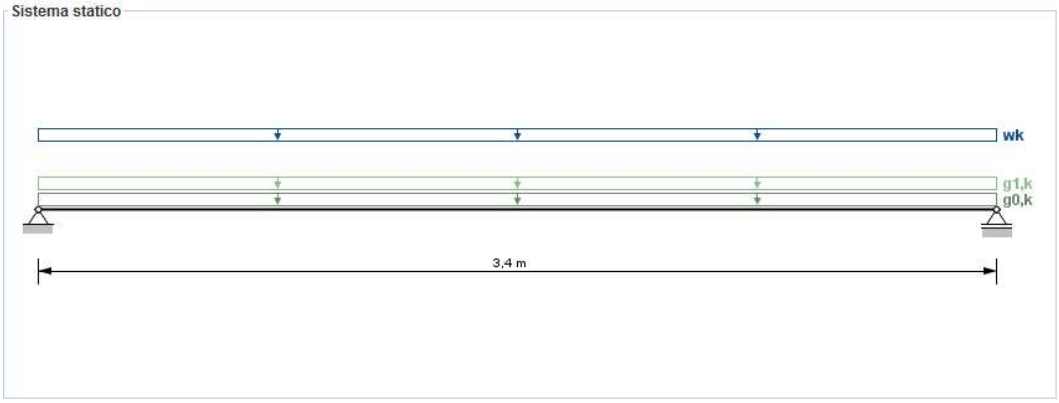
```
   *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
-------------------------------------------------------------------------------------
    LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
-------------------------------------------------------------------------------------
      1  1            NSLU( 1.000)
      2  1          NgLCB2( 1.000)
      3  1          NgLCB3( 1.000)
      4  1          NgLCB4( 1.000)
      5  1          NgLCB5( 1.000)
      6  1          NgLCB6( 1.000)
      7  1          NgLCB7( 1.000)
      8  1          NgLCB8( 1.000)
      9  1          NgLCB9( 1.000)
     10  2   Peso proprio_Pl Metal( 1.000) +Carichi permanenti_Pl Metal( 1.000) +Carichi variabili_Pl Metal( 1.000)
               +Peso proprio_Cop Metal( 1.000) +Carichi permanenti_Cop Metal( 1.000) +Carichi variabili_Cop Metal( 1.000)
-------------------------------------------------------------------------------------
♠
-------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking  | Eurocode3:05 |                          Gen 2019
=====================================================================================

 *.PROJECT     :
 *.UNIT SYSTEM : kN, m
=====================================================================================================================
   | Eurocode3:05 |  CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
      MEMB  SECT Section                    Len      Ly   Bmy     N,Ed    My,Ed   My,Ed   Mz,Ed   Vy,Ed   Vz,Ed    T,Ed     Def
 CHK   COM   SHR Material       Fy  LCB      Lu      Lz   Bmz     N,Rd    Mb,Rd   My,Rd   Mz,Rd   Vy,Rd   Vz,Rd    T,Rd    Defa
=====================================================================================================================
      472     1 HEA180                 0.00378 0.00378  1.00  -61.023  -0.0015 -0.0015 -3.1108 25.0032 0.00218       - 0.00000
  OK  0.13  0.05 S275       275000    6 0.00378 0.00378  1.00  1186.43  0.00000 84.8571 40.6654 547.081 219.558       - 0.00002
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
      268    11 HEA400                 7.72000 6.72000  1.00  -49.788  214.446 214.446 -21.448 33.6339 -220.34       - -0.0103
  OK  0.48  0.25 S275       275000    7 6.72000 6.72000  1.00  4164.29  556.661 671.000 226.717 1818.76 867.194       - 0.03088
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
      502    12 IPE360                2.87500 2.87500  1.00  14.3075  -25.781 -25.781 14.8621 7.44165 -19.076       - -0.0002
  OK  0.40  0.05 S275       275000    7 2.87500 2.87500  1.00  1904.05  0.00000 267.143 49.4656 694.541 530.871       - 0.01150
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
     1879    14 HEB180                6.72000 6.72000  1.00  -9.5124  2.83753 2.83753 -0.8935 -0.5319 -1.6890       - -0.0000
  OK  0.04  0.01 S275       275000    7 6.72000 6.72000  1.00  1710.24  0.00000 126.238 60.1191 792.042 306.807       - 0.02688
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
      530    15 IPE240                2.86806 2.86806  1.00  -0.5954  -57.931 -57.931 1.89253 -1.1610 35.6231       - 0.00096
  OK  0.90  0.12 S275       275000    1 2.86806 2.86806  1.00  1024.05  73.8342 95.8571 19.0347 384.608 289.230       - 0.01147
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
      533    16 IPE300                8.77940 8.77940  1.00  0.26226  75.1367 75.1367 0.00104 -0.1311 -37.521       -       -
  OK  0.85  0.10 S275       275000    1 5.46000 5.46000  1.00  1409.05  88.1978 164.476 32.4463 514.410 388.154       -       -
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
```

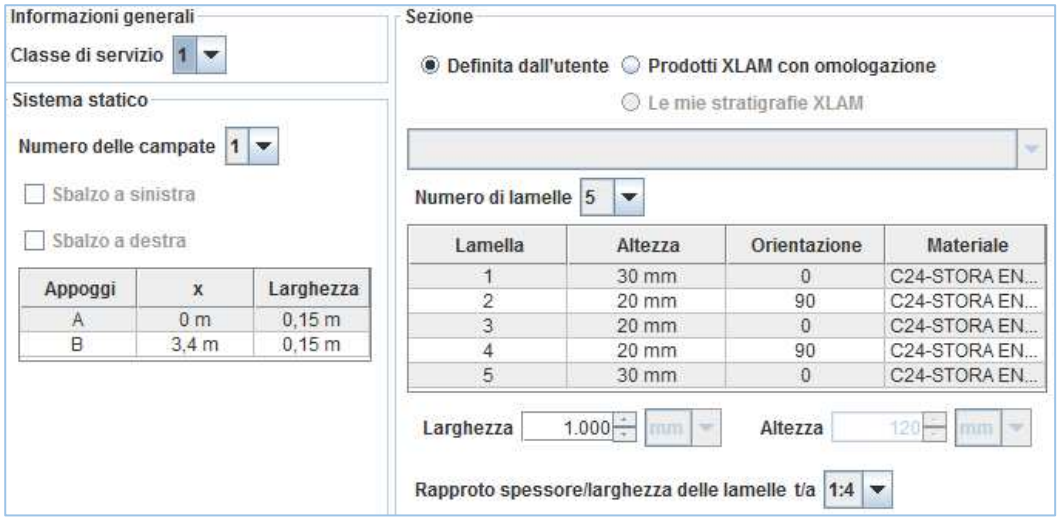
```
---------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking  | Eurocode3:05 |                          Gen 2019
=============================================================================================

 *.PROJECT     :
 *.UNIT SYSTEM : kN, m
=============================================================================================================================================
   | Eurocode3:05 |  CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
      MEMB  SECT Section                    Len      Ly   Bmy     N,Ed    My,Ed   My,Ed   Mz,Ed   Vy,Ed   Vz,Ed    T,Ed     Def
 CHK   COM   SHR Material       Fy  LCB      Lu      Lz   Bmz     N,Rd    Mb,Rd   My,Rd   Mz,Rd   Vy,Rd   Vz,Rd    T,Rd     Defa
=============================================================================================================================================
       526    17 2L100x8                 4.01318 4.01318  1.00  -158.56  0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000       -       -
  OK  0.62  0.00 S275       275000    7 4.01318 4.01318  1.00  256.125  0.00000 10.7735 14.1517 0.00000 0.00000       -       -
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
       506    20 2L80x8                  4.53007 4.53007  1.00  -108.44  0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000       -       -
  OK  0.96  0.00 S275       275000    6 4.53007 4.53007  1.00  113.055  0.00000 6.76925 10.3965 0.00000 0.00000       -       -
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
       464    21 IPE330                  6.72001 6.72001  1.00  -0.5785  105.094 105.094 -0.0001 -0.0202 -62.628       - -0.0143
  OK  0.50  0.13 S275       275000    1 0.96000 0.96000  1.00  1639.52  0.00000 210.571 39.6830 598.417 465.767       - 0.02688
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
      1878    22 150x250x5               6.72000 6.72000  1.00  2.83542  1.69469 1.69469 0.53399 0.31785 1.00875       - 0.00000
  OK  0.03  0.00 S275       275000    2 6.72000 6.72000  1.00  1021.43  0.00000 85.8393 60.3036 226.816 378.027       - 0.02688
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------
```

10 VERIFICA DEL MULTISTRATO IN ABETE

In questo paragrafo si mostra la scheda di verifica del pannello multistrato di abete di spessore pari a 120mm da disporre in copertura. La luce massima è di 3.4m. Si esclude la condizione di incendio per la presenza di pannellatura ignifuga sottostante.



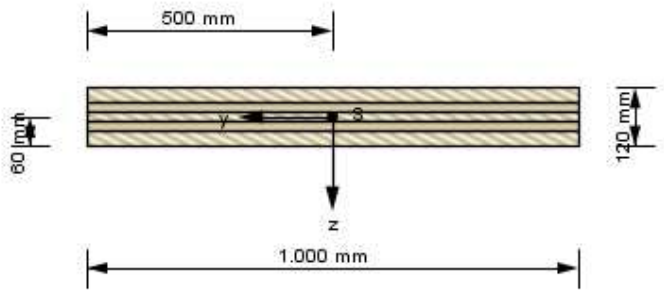




Carichi

Campata	Luce	$g_{0,k}$	$g_{1,k}$	q_k	Categoria
1	3,4 m	0,66 kN/m	1,75 kN/m²	1,2 kN/m²	A

Sezione intera



EA_{ef}	1.000.000.000	N
EI_{ef}	1.583.333.333.333	N·mm²
GA_{ef}	10.183.156	N
y_S	500	mm
z_S	60	mm

Utilizzazione

SLU

Flessione	η_M	20,5 %	k_{mod}	0,8	con x = 1,7 m	Combinazione base: $1{,}35 \cdot g_{0,k} + 1{,}35 \cdot g_{1,k} + 1{,}50 \cdot 1{,}00 \cdot q_k$
Taglio	η_V	11,4 %	k_{mod}	0,8	con x = 3,4 m	Combinazione base: $1{,}35 \cdot g_{0,k} + 1{,}35 \cdot g_{1,k} + 1{,}50 \cdot 1{,}00 \cdot q_k$
Pressione di contatto	$\eta_{c,90}$	3,2 %	k_{mod}	0,8	con x = 3,4 m	Combinazione base: $1{,}35 \cdot g_{0,k} + 1{,}35 \cdot g_{1,k} + 1{,}50 \cdot 1{,}00 \cdot q_k$

SLE

Freccia	η_w	54,4 %	k_{def}	0,85	con x = 1,7 m	Deformazione finale $w_{net,fin}$ $t = \infty$: $g_{0,k} + (g_{0,k})_{creep} + g_{1,k} + (g_{1,k})_{creep} + 1{,}00 \cdot q_k + (0{,}30 \cdot q_k)_{creep}$

Campata	x	$w_{z,max}$	$w_{z,\infty}$	$w_{z,min}$	$w_{z,\infty}$
1	0,0 m		0,00 mm		0,00 mm
1	0,34 m		2,36 mm		1,77 mm
1	0,68 m		4,43 mm		3,31 mm
1	1,02 m		6,04 mm		4,52 mm
1	1,36 m		7,05 mm		5,27 mm
1	1,7 m		7,40 mm		5,53 mm
1	1,7 m		7,40 mm		5,53 mm
1	2,04 m		7,05 mm		5,27 mm
1	2,38 m		6,04 mm		4,52 mm
1	2,72 m		4,43 mm		3,31 mm
1	3,06 m		2,36 mm		1,77 mm
1	3,4 m		0,00 mm		0,00 mm

11 VERIFICA DELLA NUOVA SOLETTA DEL P1

In questo paragrafo si mostra sinteticamente la verifica di resistenza della nuova soletta in clsalleggrito (γ=16 kN/m^3). La soletta è realizzata con getto in opera su lamiera grecata tipo METECNO A55/P770 o prodotto similare impiegata come cassero a perdere. In ogni onda è inserita una barra di armatura ϕ8 continua per tutta la lunghezza delle porzioni di solaio ripiegate alle estremità di 8cm. La luce massima delle campate contigueè di 1.60m. Si esclude la condizione di incendio per la presenza di pannellatura ignifuga sottostante.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI						
Calcestruzzo						
Resistenza caratteristica cubica		$fl_{ck,cube}$	33	[MPa]		
Resistenza caratteristica cilindrica		fl_{ck}	30	[MPa]		
Coefficiente ρ (valore limite superiore massa volumica del cls)	D1.7	ρ	1750	kg/m^3		
Coefficiente η_1		η_1	0.877273			
Coefficiente ηE		ηE	0.632748			
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo		γ_c	1.5	[-]		
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine		αl_{cc}	0.85	[-]		
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica		fl_{cm}	38	[MPa]	$fl_{cm} = f_{ck} + 8$	
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo		fl_{ctm}	2.5	[MPa]	$fl_{ctm} = 0,3\, f_{ck}^{2/3}\, \eta_1$	f_{ck} <= 50 [MPa]
					$fl_{ctm} = 2,12\, \ln(1+ f_{cm}/10)\, \eta_1$	f_{ck} > 50 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)		$fl_{ctk;0,05}$	1.8	[MPa]	$fl_{ctk;0,05} = 0,7\, f_{ctm}$	
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)		$fl_{ctk;0,95}$	3.3	[MPa]	$fl_{ctk;0,95} = 1,3\, f_{ctm}$	
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo		E_{cm}	20777	[MPa]	$El_{cm} = 22[fl_{cm}/10]^{0,3}\, \eta E$	in [GPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c		ε_{c1}	0.0020	[-]	$\varepsilon_{c1} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$	f_{ck} >= 50 [MPa]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo		ε_{cu}	0.0035	[-]	$\varepsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	f_{ck} >= 50 [MPa]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	17.00	[MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc}\, f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo		f_{ctd}	1.19	[MPa]	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica		$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]	$\sigma l_{c,caratt.} = 0,5\, f_{ck}$	
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente		$\sigma_{c,q.p.}$	12	[MPa]	$\sigma l_{c,q.p.} = 0,4\, f_{ck}$	

Acciaio					
Resistenza a snervamento dell'acciaio		f_{yk}	450	[MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio		γ_s	1.15	[-]	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio		E_s	200000	[MPa]	
Deformazione a snervamento dell'acciaio		ε_{yd}	0.001957	[-]	$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / Es$
Deformazione ultima dell'acciaio		ε_{su}	0.01	[-]	$\varepsilon_{su} = 1\%$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio		f_{yd}	391.3	[MPa]	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS		σ_s	315	[MPa]	$\sigma_s = 0,7\, f_{yk}$

Verifica di resistenza allo SLU.

$Ms,_{SLU}$ = 1/8 x (1.5 x 3kN/m^2 + 1.3 x 3.82 kN/m^2) x (1.60m)^2 = 3.0 kNm/m

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	105	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	65	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	8	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	6.67	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2		[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	335	[mm^2]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	5	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	10	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	196	[mm^2]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	**11.94**	**[kNm]**
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	**3.0**	**[kNm]**

Il valore resistente è ben superore al valore sollecitante sopra calcolato.

I valori del taglio sollecitante V_{Sd}_SLU e V_{Rd} si riferiscono ad una larghezza unitaria del solaio. Come di seguito visionabile la verifica è soddisfatta.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE				
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO				
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	7.5728	[kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.1	[-]	$C_{1Rd,c} = 0,15 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	2.75	[-]	$k = 1 + (200/d)^{0,5} <= 2,00$
		2.00	[-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.005158	[-]	$\rho_l = A_{s,tesa} /(b\ d)$
		0.005158	[-]	
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	28.42	[kN]	$V_{Rd,c} = C_{1Rd,c}\ \eta 1\ k\ (100\ \rho_l\ fl_{ck})^{1/3}\ b\ d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	30.21	[kN]	$V_{Rd,min} = (0,03\ k^{3/2}(fl_{ck})^{1/2})b\ d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	**30.21**	**[kN]**	

Verifiche di limitazione delle tensioni allo SLE.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	2.2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	105	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	65	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	335	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	196	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	22.90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	13777774.43	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	315	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**3.63**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**100.04**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1.8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	105	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	65	[-]
Area dell'armatura tesa	As	335	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	196	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	22.90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	13777774.43	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	315	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**2.99**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**82.44**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1.9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	105	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	65	[kNm]
Area dell'armatura tesa	As	335	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	196	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	22.90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	13777774.43	[mm^4]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**3.15**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**86.84**	**[MPa]**

$\sigma_{c,max} \leq 0{,}50\ fl_{ck}$ (combinazione rara) $\sigma_{c,max} \leq 0{,}40\ fl_{ck}$ (combinazione frequente)

$\sigma_{s,max} \leq 0{,}7 f_{yk}$

Come visionabile nel prospetto, le limitazioni delle tensioni sono soddisfatte.

Verifica di apertura delle fessure.

Per la combinazione frequente e q.p. la verifica è soddisfatta e rientra nella limitazione più rigorosa del limite di aperura delle fessure w1 per la condizione ambientale molto aggressiva.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	105	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	65	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	335	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	196	[mm^2]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	35	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	150	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	195	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	**1.7984**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	22.90	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	82.44	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.5	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	27.3679388	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	27367.9388	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01225	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	9.63	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000052	[-]
		0.000247	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	8.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	230.02	[mm]
		230.02	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0.0569**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0.3**	**[mm]**
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	**1.8944**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	22.90	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	86.84	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.5	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	27.3679388	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	27367.9388	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01225	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	9.63	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000030	[-]
		0.000261	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	8.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	230.02	[mm]
		230.02	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0.0599**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0.4**	**[mm]**

12 CALCOLO DEGLI ATTACCHI METALLICI

Verifica dell'attacco del controvento 2L80x8

Verifica bulloni a taglio e rifollamento lamiera del fazzoletto di attacco

SOLLECITAZIONI DEL GIUNTO			
AZIONI SU 2 SEZIONI RESISTENTI			
Azione N (parallela alle righe di bulloni)	N_2 =	0.0	N
eccentricità azione N	e_{N2} =	0	mm
Azione T (parallela alle colonne di bulloni)	T_2 =	200000.0	N
eccentricità azione T	e_{T2} =	17	mm
Momento	M_2 =	0.0	Nmm
DIMENSIONI			
numero di righe di bulloni	n =	3	
interasse delle righe di bulloni	Δn =	60	mm
numero di colonne di bulloni	m =	1	
interasse delle colonne di bulloni	Δm =	0	mm
Spessore ANIMA per calcolo rifollamento	sp. $_{rif}$ =	8	mm
dimensione bulloni	M	20	
Diametro foro		21	mm
area gambo non filettato dei bulloni	A =	314	mm^2
area gambo filettato dei bulloni	Ar =	245	mm^2
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Tensione di snervamento	fy =	275	N/mm^2
Tensione ultima	fu =	410	N/mm^2
COEFFICIENTI DI SICUREZZA γ			
coefficiente di sicurezza γ_{M0}	γ_{M0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza γ_{M2}	γ_{M2} =	1.25	

Resistenza a taglio sul gambo non filettato	$F_{V,Rd}$ =	**120637.2**	N	$T_{max\,I}$ =	36218.9	OK	
Resistenza a taglio sul gambo filettato	$F_{V,Rd}$ =	**94080.0**	N	$T_{max\,I}$ =	36218.9	OK	
CARICO IN DIREZIONE DELLE COLONNE (TAGLIO)							
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento della TRAVE (resistenza complessiva)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		40	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) ANIMA TRAVE		60	mm				
coeff. α		0.63					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		40	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) ANIMA TRAV		0	mm				
coeff. k		2.50					
Resistenza a rifollamento ANIMA TRAVE		***83301.6***	N	T_{max} =	66666.7	OK	**load vertical component**
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento del COPRIGIUNTO (singolo piatto)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		40	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) COPRIGIUNTO		60	mm				
coeff. α		0.63					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		40	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) COPRIGIUNT		0	mm				
coeff. k		2.50					
Resistenza a rifollamento COPRIGIUNTO	$F_{b,Rd}$ =	***83301.6***	N	$T_{max\,I}$ =	66666.7	OK	**load vertical component**
CARICO IN DIREZIONE DELLE RIGHE (AZIONE ASSIALE)							
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento della TRAVE (resistenza complessiva)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		40	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) ANIMA TRAVE		0	mm				
coeff. α		0.63					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		40	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) ANIMA TRAV		60	mm				
coeff. k		2.30					
Resistenza a rifollamento ANIMA TRAVE	$F_{b,Rd}$ =	***76637.5***	N	T_{max} =	28333.3	OK	**load orizontal component**
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento del COPRIGIUNTO (singolo piatto)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		40	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) COPRIGIUNTO		0	mm				
coeff. α		0.63					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		40	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) COPRIGIUNT		60	mm				
coeff. k		2.30					
Resistenza a rifollamento COPRIGIUNTO	$F_{b,Rd}$ =	***76637.5***	N	$T_{max\,I}$ =	28333.3	OK	**load orizontal component**

Verifica del fazzoletto di attacco e dei calastrelli

2L80x8						
Verifica fazzoletto di nodo						
Azione assiale sollecitante				200	kN	
verifica piatto						
snervamento acciaio				275	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1				1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2				1.25		
nr bulloni				3		
dimensione foro				21	mm	
interasse bulloni				60	mm	
pinza sx				80	mm	
pinza dx				80	mm	
spessore piatto				8	mm	
resistenza				246.32	kN	OK
Verifica calastrelli						
snervamento acciaio				275	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1				1.05		
N_Ed				200000	N	
L				4750	mm	
ich_min				15.6	mm	
a				624	mm	
E				210000	Mpa	
e_0				9.5	mm	
h_0				53.2	mm	
A_ch				1230	mm2	
I_ch				722000	mm4	
I_b				3413.3	mm4	
μ				0		
I_eff				1740597.6	mm4	
n				7		
Sv				1518964	N	
Ncr				159893	N	
M_Ed				-4967280	Nmm	
Nch,Ed				6630	N	
λ_ch				40		
Nb_Rd				266234	N	OK

Verifica dell'attacco del controvento 2L100x8

Verifica bulloni a taglio e rifollamento lamiera del fazzoletto di attacco

SOLLECITAZIONI DEL GIUNTO			
AZIONI SU 2 SEZIONI RESISTENTI			
Azione N (parallela alle righe di bulloni)	N_2 =	0.0	N
eccentricità azione N	e_{N2} =	0	mm
Azione T (parallela alle colonne di bulloni)	T_2 =	200000.0	N
eccentricità azione T	e_{T2} =	23	mm
Momento	M_2 =	0.0	Nmm
DIMENSIONI			
numero di righe di bulloni	n =	3	
interasse delle righe di bulloni	Δn =	60	mm
numero di colonne di bulloni	m =	1	
interasse delle colonne di bulloni	Δm =	0	mm
Spessore ANIMA per calcolo rifollamento	sp. $_{rif}$ =	8	mm
dimensione bulloni	M	20	
Diametro foro		21	mm
area gambo non filettato dei bulloni	A =	314	mm^2
area gambo filettato dei bulloni	Ar =	245	mm^2
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Tensione di snervamento	fy =	275	N/mm^2
Tensione ultima	fu =	410	N/mm^2
COEFFICIENTI DI SICUREZZA γ			
coefficiente di sicurezza γ_{M0}	γ_{M0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza γ_{M2}	γ_{M2} =	1.25	

Resistenza a taglio sul gambo non filettato	$F_{V,Rd}$ =	**120637.2**	N	T_{max1} =	38450.9	OK	
Resistenza a taglio sul gambo filettato	$F_{V,Rd}$ =	**94080.0**	N	T_{max1} =	38450.9	OK	
CARICO IN DIREZIONE DELLE COLONNE (TAGLIO)							
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento della TRAVE (resistenza complessiva)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		40	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) ANIMA TRAVE		60	mm				
coeff. α		0.63					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		40	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) ANIMA TRAV		0	mm				
coeff. k		2.50					
Resistenza a rifollamento ANIMA TRAVE		***83301.6***	N	T_{max} =	66666.7	OK	**load vertical component**
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento del COPRIGIUNTO (singolo piatto)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		40	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) COPRIGIUNTO		60	mm				
coeff. α		0.63					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		40	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) COPRIGIUNT		0	mm				
coeff. k		2.50					
Resistenza a rifollamento COPRIGIUNTO	$F_{b,Rd}$ =	***83301.6***	N	T_{max1} =	66666.7	OK	**load vertical component**
CARICO IN DIREZIONE DELLE RIGHE (AZIONE ASSIALE)							
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento della TRAVE (resistenza complessiva)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		40	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) ANIMA TRAVE		0	mm				
coeff. α		0.63					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		40	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) ANIMA TRAV		60	mm				
coeff. k		2.30					
Resistenza a rifollamento ANIMA TRAVE	$F_{b,Rd}$ =	***76637.5***	N	T_{max} =	38333.3	OK	**load orizontal component**
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento del COPRIGIUNTO (singolo piatto)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		40	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) COPRIGIUNTO		0	mm				
coeff. α		0.63					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		40	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) COPRIGIUNT		60	mm				
coeff. k		2.30					
Resistenza a rifollamento COPRIGIUNTO	$F_{b,Rd}$ =	***76637.5***	N	T_{max1} =	38333.3	OK	**load orizontal component**

Verifica del fazzoletto di attacco e dei calastrelli

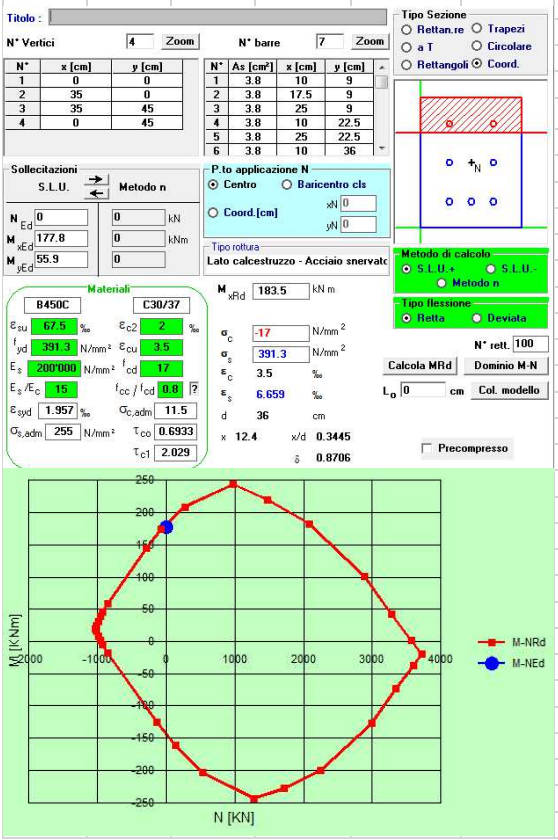
2L100x8			
Azione assiale sollecitante	158	kN	
verifica piatto			
snervamento acciaio	275	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2	1.25		
nr bulloni	3		
dimensione foro	21	mm	
interasse bulloni	60	mm	
pinza sx	150	mm	
pinza dx	150	mm	
spessore piatto	8	mm	
resistenza	246.32	kN	OK
Verifica calastrelli			
snervamento acciaio	275	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
N_Ed	158000	N	
L	4100	mm	
ich_min	19.6	mm	
a	784	mm	
E	210000	Mpa	
e_0	8.2	mm	
h_0	62.8	mm	
A_ch	1550	mm2	
I_ch	1450000	mm4	
I_b	4266.666667	mm4	
μ	0		
I_eff	3056476	mm4	
n	5		
Sv	1000059	N	
Ncr	376853	N	
M_Ed	3064709	Nmm	
Nch,Ed	127801	N	
λ_ch	40		
Nb_Rd	335498	N	OK

Verifica dell'attacco della trave HE400A sulla colonna in CA

Momento flettente attorno a X max	177.8	kNm
Momento flettente attorno a Y max	55.9	kNm
Taglio in direzione X max	53.7	kN
Taglio in direzione Y max	220.3	kN

A favore di sicurezza si assumono le azioni max concomitanti.

La verifica dei tirafondi e del cls (allo SLV) è mostrata di seguito considerando barre ϕ 22 al posto delle barre ϕ 26 di progetto.



Verifica a taglio			
Il taglio è affidato alla maggiore dimensione delle barre ϕ26 disposte in opera e non considerata nella verifica flessionale			
snervamento acciaio B450C	450	MPa	
coefficiente parziale dell'acciaio	1.15		
Area barra di acciaio ϕ26	530	mm2	
Area barra di acciaio ϕ22	380	mm2	
fck	32	Mpa	
coefficiente parziale del cls	1.5		
sollecitazione tagliante sulla singola barra	32.4	kN	OK
resistenza a taglio della barra lato acciaio	33.9	kN	OK
resistenza a taglio della barra lato cls	115.4	kN	
Verifica saldatura			
tensione di rottura fu S275	410.0	Mpa	
tensione di rottura fy S275	275.0	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2	1.25		
dimensione di gola di progetto	11	mm	
forza sollec. Fw.Ed (par 4.5 EN 1993-1-8)	1863	N/mm	
tensione resist. fvw.d (par 4.5 EN 1993-1-8)	223	MPa	
forza resist. Fw.Rd (par 4.5 EN 1993-1-8)	2451	N/mm	OK
Verifica piastra			
tensione di rottura fu S355	470.0	Mpa	
tensione di rottura fy S355	355.0	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2	1.25		
spessore piastra	35	mm	
Momento sollecitante per unità di lungh.	87454	Nmm/mm	
Momento resistente per unità di lungh.	103542	Nmm/mm	
verifica Lamellar tearing			
Za - sezione di gola a=11	6		
Zb - T joint	0		
Zc - spessore 35mm	8		
Zd - vincolo al ritiro della saldatura	0		
Ze - preriscaldo 100 C° minimo	-8		
Z_Ed	6		
Z_Rd	non necessario		

Verifica della piastra di base delle colonne metalliche HEB140

Momento flettente attorno a X	44	kNm	
Momento flettente attorno a Z	17	kNm	
Azione sollecitante di trazione	0	kN	
Azione sollecitante di compressione	70	kN	
Taglio in dir. X	15	kN	
Taglio in dir. Z	7	kN	
Verifica tirafondo			
rottura acciaio	470	MPa	
snervamento acciaio	355	MPa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2	1.25		
interasse direzione x	270	mm	
interasse direzione y	270	mm	
pinza direzione x e y	65	mm	
Azione assiale sollecitante	113.0	kN	
Area resistente	353	mm2	
Azione assiale resistente	119.3	kN	OK
Verifica chiave di taglio			
rottura acciaio	430	Mpa	
snervamento acciaio	275	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2	1.25		
fck calcestruzzo fondazione	32	Mpa	
coefficiente parziale del cls	1.5		
spessore piastra	20	mm	
altezza chiave di taglio	20	mm	
larghezza chiave di taglio	50	mm	
Pressione massima su piastra	15	MPa	
Resistenza del calcestruzzo	21.3	MPa	OK
momento sollecitante	150000	Nmm	
sezione di gola	7	mm	
tensione resistente fvw,d	233.7	Mpa	
momento resistente saldatura	3271199	Nmm	OK

Verifica piastra di base - lato trazione			
snervamento acciaio	355	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2	1.25		
spessore piastra	30	mm	
momento sollecitante	73991	Nmm/mm	
momento resistente	76071	Nmm/mm	
			OK
Verifica piastra di base - lato compressione			
fck cls fondazione/malta di allettamento	32	Mpa	
coefficiente parziale del cls	1.5		
Pressione massima sotto piastra	5.4	MPa	
Resistenza della malta di allettamento	21.3	MPa	
			OK
Verifica rondellone			
snervamento acciaio	275	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2	1.25		
Spessore rondellone	10	mm	
Diametro foro	25.5	mm	
Azione resistente	121.1	MPa	OK
Verifica del fondello			
snervamento acciaio	355	Mpa	
coefficiente parziale del materiale γ1	1.05		
coefficiente parziale del materiale γ2	1.25		
fck calcestruzzo fondazione	33.2	Mpa	
coefficiente parziale del cls	1.5		
lato	125	mm	
spessore	20	mm	
foro	25.5	mm	
profondità fondello	310	mm	
Pressione massima su piastra	7.5	MPa	
Resistenza del calcestruzzo	22.1	MPa	OK
momento flettente	18339	Nmm/mm	
momento resistente	22540	Nmm/mm	OK

Verifica del coprigiunto della trave IPE360

Verifica del coprigiunto d'ala

SOLLECITAZIONI DEL GIUNTO			
AZIONI SU 1 SEZIONE RESISTENTE			
Azione N (parallela alle righe di bulloni)	N_1 =	203139.5	N
eccentricità azione N	e_{N1} =	0	mm
Azione T (parallela alle colonne di bulloni)	T_1 =	4690.0	N
eccentricità azione T	e_{T1} =	0.0	mm
Momento	M_1 =	7560000.0	Nmm
DIMENSIONI			
numero di righe di bulloni	n =	2	
interasse delle righe di bulloni	Δn =	90	mm
numero di colonne di bulloni	m =	3	
interasse delle colonne di bulloni	Δm =	50	mm
Spessore ANIMA per calcolo rifollamento	sp. $_{rif}$ =	12	mm
dimensione bulloni	M	20	
Diametro foro		21	mm
area gambo non filettato dei bulloni	A =	314	mm^2
area gambo filettato dei bulloni	Ar =	245	mm^2
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Tensione di snervamento	fy =	275	N/mm^2
Tensione ultima	fu =	410	N/mm^2
COEFFICIENTI DI SICUREZZA γ			
coefficiente di sicurezza γ_{M0}	γ_{M0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza γ_{M2}	γ_{M2} =	1.25	

Azioni sollecitanti massime ottenute conssiderando l'inviluppo di tutte le combinazioni allo SLU e SLV, assunte concomitanti nelle verifiche, a favore di sicurezza.

N	160.67	kN
Fy	9.38	kN
Fz	41.07	kN
My	42.65	kNm
Mz	15.12	kNm

RESISTENZA DI PROGETTO nel collegamento a taglio (una sezione resistente)							
Tensione di rottura del bullone (cl. 4.6 - 5.6 - 6.8 - 8.8 - 10.9)		800	N/mm^2	Azioni sollecitanti			
Resistenza a taglio sul gambo non filettato	$F_{V,Rd}$ =	**120637.2**	N	$T_{max\,I}$ =	52351.6	OK	
Resistenza a taglio sul gambo filettato	$F_{V,Rd}$ =	**94080.0**	N	$T_{max\,I}$ =	52351.6	OK	
CARICO IN DIREZIONE DELLE COLONNE (TAGLIO)							
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento della TRAVE (resistenza complessiva)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		35	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) ANIMA TRAVE		90	mm				
coeff. α		0.56					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		35	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) ANIMA TRAV		50	mm				
coeff. k		1.63					
Resistenza a rifollamento ANIMA TRAVE		***71431.1***	N	T_{max} =	17847.1	OK	**load vertical component**
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento del COPRIGIUNTO (singolo piatto)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		35	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) COPRIGIUNTO		90	mm				
coeff. α		0.56					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		35	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) COPRIGIUNT		50	mm				
coeff. k		1.63					
Resistenza a rifollamento COPRIGIUNTO	$F_{b,Rd}$ =	***89288.9***	N	$T_{max\,I}$ =	17847.1	OK	**load vertical component**
CARICO IN DIREZIONE DELLE RIGHE (AZIONE ASSIALE)							
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento della TRAVE (resistenza complessiva)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		35	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) ANIMA TRAVE		50	mm				
coeff. α		0.54					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		35	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) ANIMA TRAV		90	mm				
coeff. k		2.50					
Resistenza a rifollamento ANIMA TRAVE	$F_{b,Rd}$ =	***106990.5***	N	T_{max} =	49215.5	OK	**load orizontal component**
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento del COPRIGIUNTO (singolo piatto)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		35	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) COPRIGIUNTO		50	mm				
coeff. α		0.54					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		35	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) COPRIGIUNT		90	mm				
coeff. k		2.50					
Resistenza a rifollamento COPRIGIUNTO	$F_{b,Rd}$ =	***133738.1***	N	$T_{max\,I}$ =	49215.5	OK	**load orizontal component**

AZIONI SOLLECITANTI SU UN SINGOLO PIATTO DI COPRIGIUNTO

azione assiale	$Ns_{1,coprigiunto}$ =	**203139.49**	N
taglio	$Vs_{1,coprigiunto}$ =	**4690**	N
momento	$Ms_{1,coprigiunto}$ =	**7560000**	Nmm

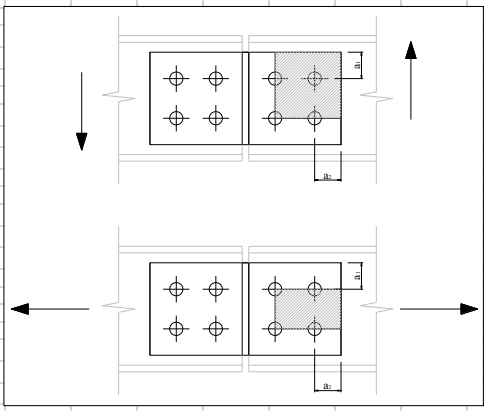
AZIONI RESISTENTI PER SINGOLO PIATTO DI COPRIGIUNTO

Momento di inerzia della sezione forata parall. colonne	J_{y-y} =	4842347.5	mm^4		
Area della sezione forata	A =	1920	mm^2		
Modulo resistente elastico	W_{el} =	56969	mm^3		
Momento statico di mezza sezione forata	S_{y-y} =	40012.5	mm^3		
	$M_{el,Rd}$ =	**14920398**	Nmm		
Criterio di verifica: $N_{Sd}/(A\ f_{yd})+(M_{Sd}+N_{Sd}\ e_N+V_{Sd}\ e_T)/(W_{el}\ f_{yd}) \leq 1$ ($f_{yd} = f_y/\gamma_{m0}$)					
	$N_{Sd}/(A\ f_{yd})+(M_{Sd}+N_{Sd}\ e_N+V_{Sd}\ e_T)/(W_{el}\ f_{yd})$=	**0.911**		[$V_{S,Rd} < 0.5\ V_{pl,Rd}$]	OK elastic resistence
		0.76			OK plastic resistence
	$V_{pl,Rd}$ =	**290324.71**			
Tensione normale sollecitante massima	τ_{Ed} =	**2.6**	N/mm^2		
	$f_y/(3^{(1/2)})*\gamma_{M0}$ =	**151.21**	N/mm^3		
Criterio di verifica elastica	$\tau_{Ed}/(f_{yd}/(3^{(1/2)})) <=1$ ($f_{yd} = f_y/g_{M0}$)				
	$\tau_{Ed}/(f_{yd}/(3^{(1/2)})) <=1$	**0.02**			OK

DESIGN BLOCK SHEAR TEARING RESISTENCE OF BUTT STRAP

Calcolo valido per gruppo di bulloni soggetto a carico eccentrico

a_1 =	35	mm					
a_2 =	35	mm					
SHEAR							
A_{nt} =	1237.5	mm^2					
A_{nv} =	1402.5	mm^2			Azioni sollecitanti		
Design block shear tearing resistance			$V_{eff,2,Rd}$ =	**415023.1**	N	V_{Sd} = 4690	OK
AXIAL FORCE							
A_{nt} =	1402.5	mm^2					
A_{nv} =	1237.5	mm^2					
Design block shear tearing resistance			$V_{eff,2,Rd}$ =	**417133.3**	N	N_{Sd} = 203139.5	OK



DESIGN BLOCK TEARING RESISTENCE OF BUTT STRAP

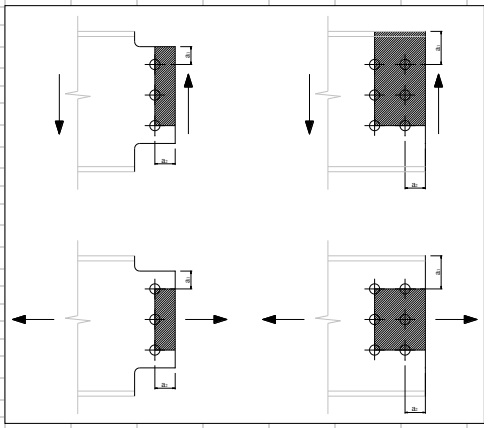
Calcolo valido per gruppo di bulloni simmetrico e carico concentrico

A_{nt} =	1035	mm					
A_{nv} =	2475	mm					
Design block tearing resistance			$V_{eff,1,Rd}$ =	**713726.7**	N	N_{Sd} = 203139.5	OK

DESIGN BLOCK SHEAR TEARING RESISTENCE OF WEB

Calcolo valido per gruppo di bulloni soggetto a carico eccentrico

a_1 =	35	mm					
a_2 =	35	mm					
SHEAR							
A_{nt} =	990	mm^2					
A_{nv} =	1122	mm^2			Azioni sollecitanti		
Design block shear tearing resistance			$V_{eff,2,Rd}$ =	**332018.5**	N	V_{Sd} = 4690	OK
AXIAL FORCE							
A_{nt} =	1122	mm^2					
A_{nv} =	990	mm^2					
Design block shear tearing resistance			$V_{eff,2,Rd}$ =	**333706.7**	N	N_{Sd} = 203139.5	OK



DESIGN BLOCK TEARING RESISTENCE OF WEB

Calcolo valido per gruppo di bulloni simmetrico e carico concentrico

A_{nt} =	828	mm					
A_{nv} =	1980	mm					
Design block tearing resistance			$V_{eff,1,Rd}$ =	**570981.4**	N	N_{Sd} = 203139.5	OK

Verifica del coprigiunto d'anima

SOLLECITAZIONI DEL GIUNTO			
AZIONI SU 2 SEZIONI RESISTENTI			
Azione N (parallela alle righe di bulloni)	N_2 =	0.0	N
eccentricità azione N	e_{N2} =	0	mm
Azione T (parallela alle colonne di bulloni)	T_2 =	41070.0	N
eccentricità azione T	e_{T2} =	65	mm
Momento	M_2 =	0.0	Nmm
DIMENSIONI			
numero di righe di bulloni	n =	4	
interasse delle righe di bulloni	Δn =	70	mm
numero di colonne di bulloni	m =	2	
interasse delle colonne di bulloni	Δm =	50	mm
Spessore ANIMA per calcolo rifollamento	sp. $_{rif}$ =	8	mm
dimensione bulloni	M	20	
Diametro foro		21	mm
area gambo non filettato dei bulloni	A =	314	mm^2
area gambo filettato dei bulloni	Ar =	245	mm^2
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Tensione di snervamento	fy =	275	N/mm^2
Tensione ultima	fu =	410	N/mm^2
COEFFICIENTI DI SICUREZZA γ			
coefficiente di sicurezza γ_{M0}	γ_{M0} =	1.05	
coefficiente di sicurezza γ_{M2}	γ_{M2} =	1.25	

RESISTENZA DI PROGETTO nel collegamento a taglio (una sezione resistente)							
Tensione di rottura del bullone (cl. 4.6 - 5.6 - 6.8 - 8.8 - 10.9)		800	N/mm^2	Azioni sollecitanti			
Resistenza a taglio sul gambo non filettato	$F_{V,Rd}$ =	**120637.2**	N	$T_{max\,I}$ =	4108.4	OK	
Resistenza a taglio sul gambo filettato	$F_{V,Rd}$ =	**94080.0**	N	$T_{max\,I}$ =	4108.4	OK	
CARICO IN DIREZIONE DELLE COLONNE (TAGLIO)							
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento della TRAVE (resistenza complessiva)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		35	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) ANIMA TRAVE		70	mm				
coeff. α		0.56					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		35	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) ANIMA TRAV		50	mm				
coeff. k		1.63					
Resistenza a rifollamento ANIMA TRAVE		***47620.7***	N	T_{max} =	6369.7	OK	**load vertical component**
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento del COPRIGIUNTO (singolo piatto)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		35	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) COPRIGIUNTO		70	mm				
coeff. α		0.56					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		35	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) COPRIGIUNT		50	mm				
coeff. k		1.63					
Resistenza a rifollamento COPRIGIUNTO	$F_{b,Rd}$ =	***47620.7***	N	$T_{max\,I}$ =	6369.7	OK	**load vertical component**
CARICO IN DIREZIONE DELLE RIGHE (AZIONE ASSIALE)							
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento della TRAVE (resistenza complessiva)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		35	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) ANIMA TRAVE		50	mm				
coeff. α		0.54					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) ANIMA TRAVE		35	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) ANIMA TRAV		70	mm				
coeff. k		2.50					
Resistenza a rifollamento ANIMA TRAVE	$F_{b,Rd}$ =	***71327.0***	N	T_{max} =	5190.8	OK	**load orizontal component**
RESISTENZA DI PROGETTO a rifollamento del COPRIGIUNTO (singolo piatto)							
Distanza dall'estremità(e_1>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		35	mm				
Interasse nella direzione della forza(p_1>=2.2 d_0) COPRIGIUNTO		50	mm				
coeff. α		0.54					
Distanza dal bordo(e_2>=1.2 d_0) COPRIGIUNTO		35	mm				
Interasse nella direz. perpend. alla forza(p_2>=2.4 d_0) COPRIGIUNT		70	mm				
coeff. k		2.50					
Resistenza a rifollamento COPRIGIUNTO	$F_{b,Rd}$ =	***71327.0***	N	$T_{max\,I}$ =	5190.8	OK	**load orizontal component**

VERIFICA PIATTI DI COPRIGIUNTO

DATI PIATTI DI COPRIGIUNTO

Altezza del piatto di coprigiunto	H =	280	mm
Spessore piatto di coprigiunto	sp. =	8	mm
eccentricità azione N	$e_{N2,coprigiunto}$ =	0	mm
eccentricità azione T	$e_{T2,coprigiunto}$ =	65	mm

AZIONI SOLLECITANTI SU UN SINGOLO PIATTO DI COPRIGIUNTO

azione assiale	$Ns_{1,coprigiunto}$ =	**0**	N
taglio	$Vs_{1,coprigiunto}$ =	**20535**	N
momento	$Ms_{1,coprigiunto}$ =	**1334775**	Nmm

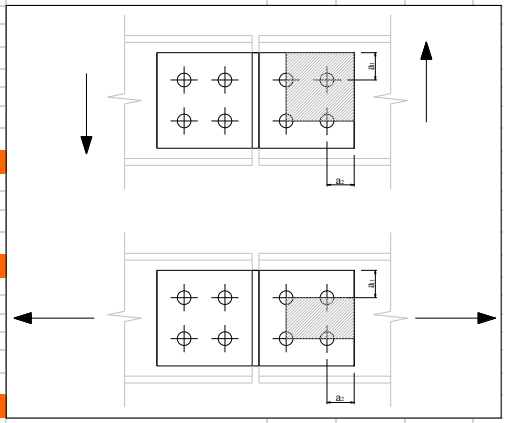
AZIONI RESISTENTI PER SINGOLO PIATTO DI COPRIGIUNTO

Momento di inerzia della sezione forata paralll. colonne	J_{y-y} =	10493971	mm^4		
Area della sezione forata	A =	1568	mm^2		
Modulo resistente elastico	W_{el} =	74957	mm^3		
Momento statico di mezza sezione forata	S_{y-y} =	54880	mm^3		
	$M_{el,Rd}$ =	**19631578**	Nmm		
Criterio di verifica: $N_{Sd}/(A\ f_{yd})+(M_{Sd}+N_{Sd}\ e_N+V_{Sd}\ e_T)/(W_{el}\ f_{yd}) \leq 1$ ($f_{yd} = f_y/\gamma_{m0}$)					
	$N_{Sd}/(A\ f_{yd})+(M_{Sd}+N_{Sd}\ e_N+V_{Sd}\ e_T)/(W_{el}\ f_{yd})$=	**0.068**		[$V_{S,Rd} < 0.5\ V_{pl,Rd}$]	OK elastic resistence
		0.05			OK plastic resistence
	$V_{pl,Rd}$ =	**237098.51**			
Tensione normale sollecitante massima	τ_{Ed} =	**13.4**	N/mm^2		
	$f_y/(3^{(1/2)}*\gamma_{M0}$ =	**151.21**	N/mm^3		
Criterio di verifica elastica	$\tau_{Ed}/(f_{yd}/(3^{(1/2)})) <=1$ ($f_{yd} = f_y/g_{M0}$)				
	$\tau_{Ed}/(f_{yd}/(3^{(1/2)})) <=1$	**0.09**			OK

DESIGN BLOCK SHEAR TEARING RESISTENCE OF BUTT STRAP

Calcolo valido per gruppo di bulloni soggetto a carico eccentrico

a_1 =	35	mm					
a_2 =	35	mm					
SHEAR							
A_{nt} =	428	mm^2					
A_{nv} =	1372	mm^2			Azioni sollecitanti		
Design block shear tearing resistance			$V_{eff,2,Rd}$ =	**277653.2** N	V_{Sd} =	20535	OK
AXIAL FORCE							
A_{nt} =	1372	mm^2					
A_{nv} =	428	mm^2					
Design block shear tearing resistance			$V_{eff,2,Rd}$ =	**289726.2** N	N_{Sd} =	0	OK



DESIGN BLOCK TEARING RESISTENCE OF BUTT STRAP

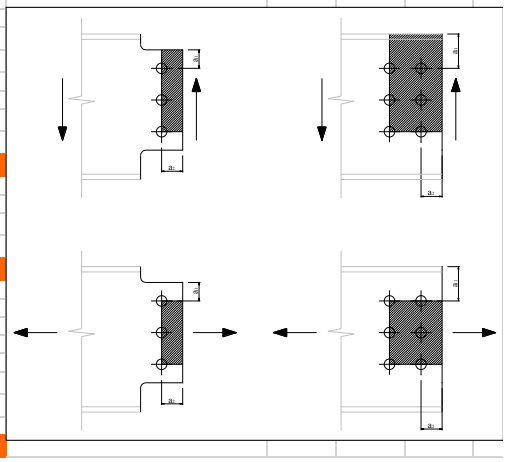
Calcolo valido per gruppo di bulloni simmetrico e carico concentrico

A_{nt} =	1176	mm					
A_{nv} =	856	mm					
Design block tearing resistance			$V_{eff,1,Rd}$ =	**515164.4** N	N_{Sd} =	0	OK

DESIGN BLOCK SHEAR TEARING RESISTENCE OF WEB

Calcolo valido per gruppo di bulloni soggetto a carico eccentrico

a_1 =	35	mm					
a_2 =	35	mm					
SHEAR							
A_{nt} =	428	mm^2					
A_{nv} =	1372	mm^2			Azioni sollecitanti		
Design block shear tearing resistance			$V_{eff,2,Rd}$ =	**277653.2** N	V_{Sd} =	41070	OK
AXIAL FORCE							
A_{nt} =	1372	mm^2					
A_{nv} =	428	mm^2					
Design block shear tearing resistance			$V_{eff,2,Rd}$ =	**289726.2** N	N_{Sd} =	0	OK

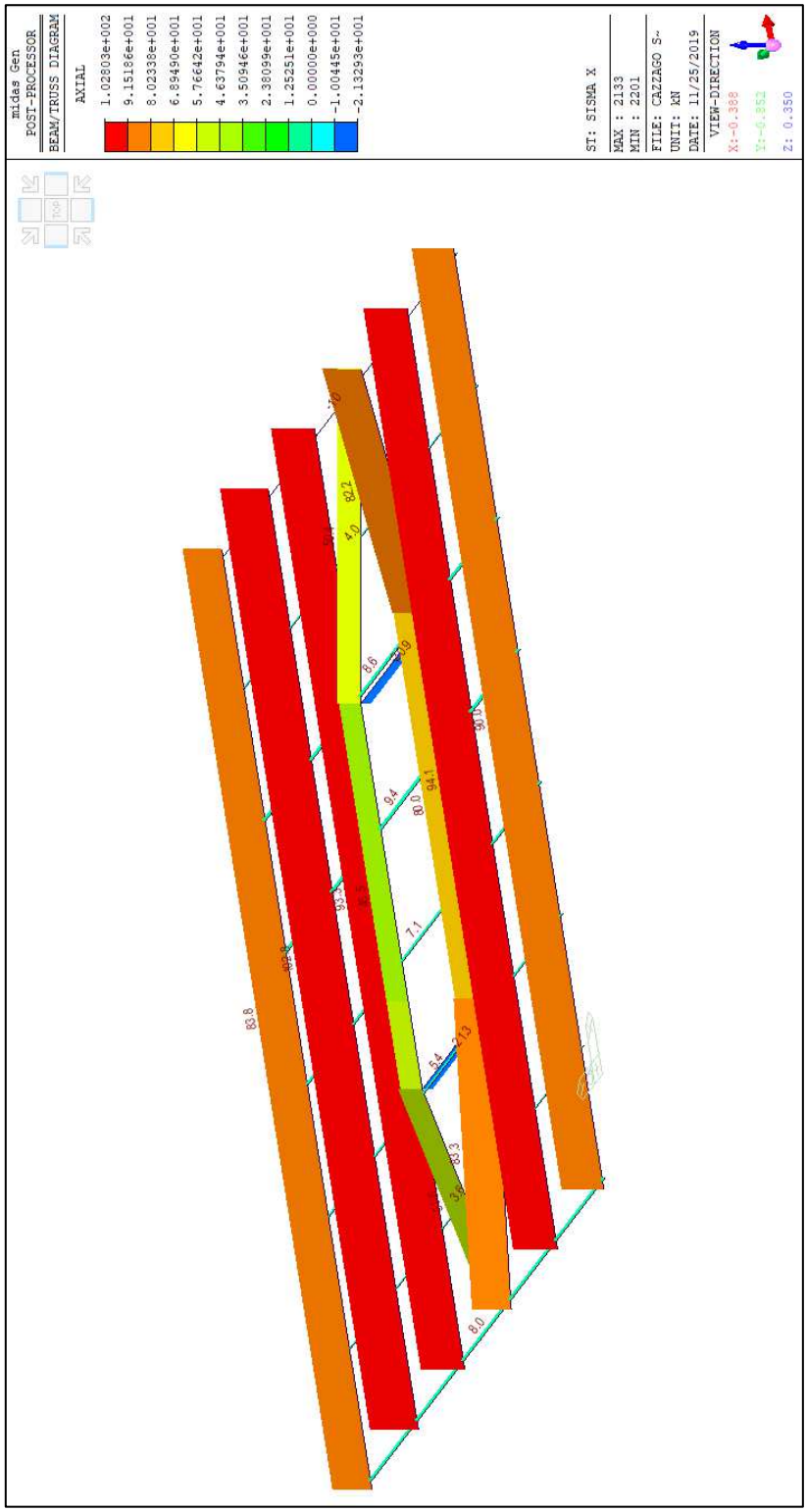


DESIGN BLOCK TEARING RESISTENCE OF WEB

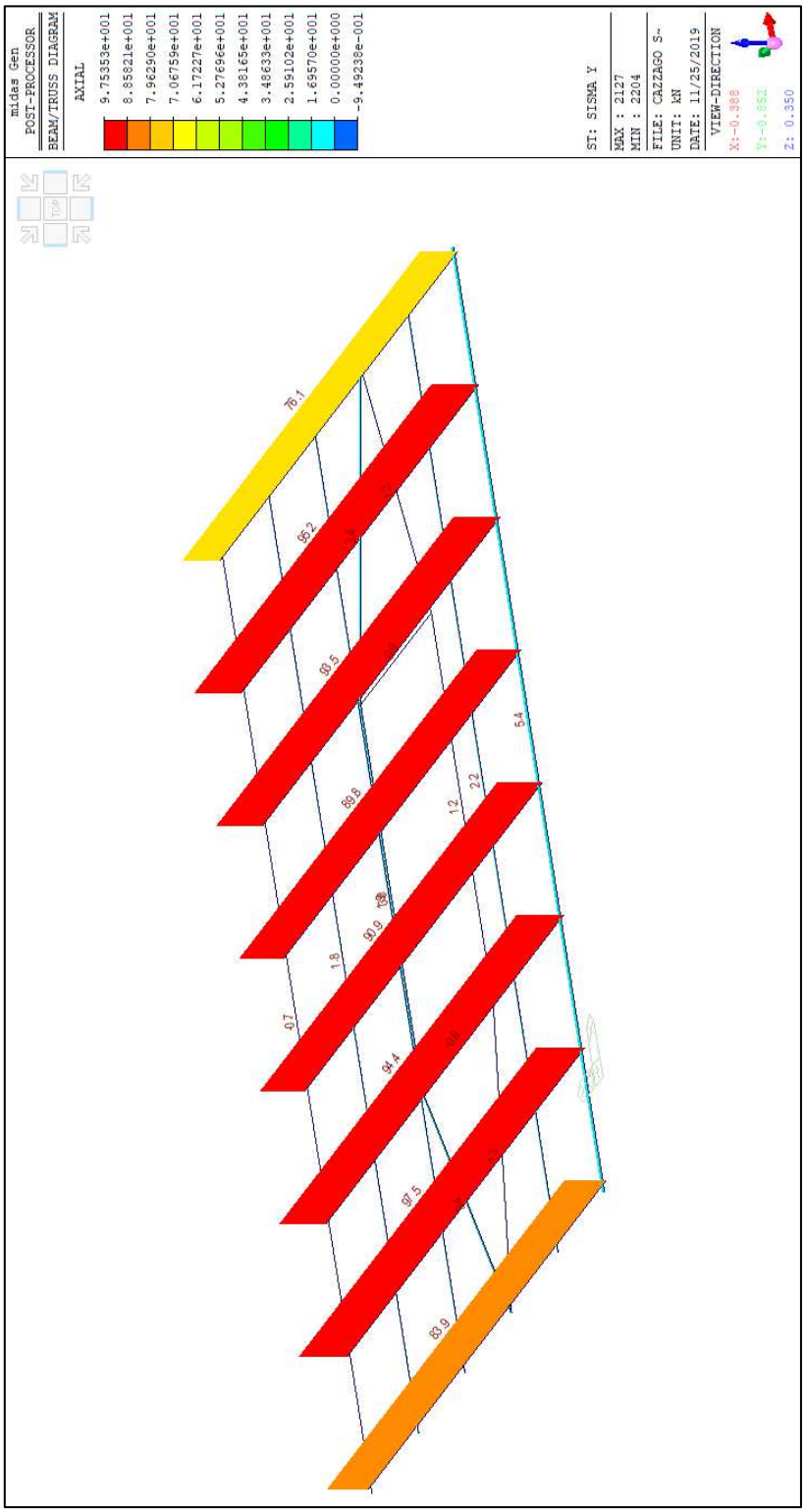
Calcolo valido per gruppo di bulloni simmetrico e carico concentrico

A_{nt} =	1176	mm					
A_{nv} =	856	mm					
Design block tearing resistance			$V_{eff,1,Rd}$ =	**515164.4** N	N_{Sd} =	0	OK

13 VERIFICA CATENE E ANCORAGGI



Sollecitazione nelle catene in direzione longitudinale



Sollecitazione nelle catene in direzione trasversale

La massima azione nelle catene risulta pari a $N,_{SLU}$ = 103 kN.

La verifica della catena ϕ36 in mat. S355 è esposta di seguito:

$\sigma,_{SLU} = N,_{SLU} / A_{res}$ = 103 kN / 817mm^2 = 126 MPa < fyd fyd = 355/1.05 = 338 MPa

La verifica di resistenza delle barre di ancoraggio realizzate con barre ϕ40 da C.A. e filettate M36 è consegnentemente verificata poiché il materiale B450C è più performante di quello usato per le catene in carpentera metallica.

L'ancoraggio delle barre da C.A. presenta una lunghezza maggiore o uguale a 1300mm, pari a 32 diametri, che risulata superiore alla lunghezza di ancoraggio delle barre da C.A. pari a 30 diametri per il calcestruzzo della classe C32/40. Si sottolinea che in questo caso la barra è soggetta ad una tensione di:

$\sigma,_{SLU} = N,_{SLU} / A_{f40}$ = 103 kN / 1018 mm^2 = 101 MPa < fyd fyd = 450/1.15 = 391 MPa

e coseguentemente la barra è soggetta ad una trazione inferiore alla tensione di svervamento che consentirebbe una riduzione dell'ancoraggio pari a 101/391 x 30 diametri = 8 diametri.

14 VERIFICA DEL BASAMENTO DEL GRUPPO DI POMPE DI CALORE

In questo paragrafo si mostra sinteticamente le verifiche del basamento in C.A. realizzato con la classe di cls C32/40. La verifica è condotta a favore di sicurezza considerando la condizione statica più gravosa che prevede come scenario inversimile il cedimento del terreno sottostante il basmento causando la condizione di appoggio nelle sole zone terminali del manufatto.

Il calcolo delle sollecitazioni è eseguito considerando il peso delle 2 unità (Pompe di calore) pari a 6kN ciascuna e la presenza di un carico variabile di 0.5 kN/m2 in analogia alla categoria d'uso H prevista dalla normativa (tab. 3.1.II).

I limitati carichi presenti sul basamento e la dimensione della stessa (4.2m x 6.2 m x 04 m) creano distribuzioni di pressione sul terreno assolutamente trascursbili che rendono superflua la verifica geotecnica.

Calcestruzzo				
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[MPa]	
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32	[MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	40	[MPa]	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3.0	[MPa]	$f_{ctm} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$ f_{ck} <= 50 [MPa]; $f_{ctm} = 2{,}12 \ln(1+ f_{cm}/10)$ f_{ck} > 50 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2.1	[MPa]	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\, f_{ctm}$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.9	[MPa]	$f_{ctk;0,95} = 1{,}3\, f_{ctm}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	33346	[MPa]	$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0,3}$ in [GPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ε_{c1}	0.0020	[-]	$\varepsilon_{c1} = 2{,}0 + 0{,}085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ f_{ck} >= 50 [MPa]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε_{cu}	0.0035	[-]	$\varepsilon_{cu} = 2{,}6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$ f_{ck} >= 50 [MPa]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18.13	[MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc}\, f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.41	[MPa]	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.2	[MPa]	$\sigma_{c,caratt.} = 0{,}6\, f_{ck}$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14.4	[MPa]	$\sigma_{c,q.p.} = 0{,}45\, f_{ck}$

Acciaio				
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ε_{yd}	0.001957	[-]	$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / Es$
Deformazione ultima dell'acciaio	ε_{su}	0.01	[-]	$\varepsilon_{su} = 1\%$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]	$\sigma_s = 0{,}8\, f_{yk}$

Verifica di resistenza allo SLU.

$Ms,_{SLU}$ = 1/4 x (1.5 x 2 x 6 kN/m) 6.2m + 1/8 x (1.5 x 0.5kN/m^2 x 4.2m+ 1.3 x 4.2m x 0.4m x 25 kN/m^3) x (6.20m)^2 = 305.4 kNm

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	4200	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	340	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	22	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	4423	[mm^2]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	22	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	4423	[mm^2]

Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	x		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	**484.65**	**[kNm]**
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	**305.4**	**[kNm]**

Il valore resistente è ben superore al valore sollecitante sopra calcolato.

$Vs,_{SLU}$ = 1/2 x (1.5 x 2 x 6 kN/m) + 1/2 x (1.5 x 0.5kN/m^2 x 4.2m+ 1.3 x 4.2m x 0.4m x 25 kN/m^3) x 6.20m = 188.03 kN

Come di seguito visionabile la verifica è soddisfatta.

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO				
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	188.025	[kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	1.77	[-]	$k = 1 + (200/d)^{0,5} <= 2,00$
		1.77	[-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.0030976	[-]	$\rho_l = A_{s,tesa} /(b\ d)$
		0.0030976	[-]	
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	650.42	[kN]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}\ k\ (100\ \rho_l\ f_{ck})^{1/3}\ b\ c$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	664.07	[kN]	$V_{Rd,min} = (0,035\ k^{3/2}(f_{ck})^{1/2})b\ d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	**664.07**	**[kN]**	

Verifiche di limitazione delle tensioni allo SLE.

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	230.5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	4200	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	340	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	4423	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	4423	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	85.18	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	5215665817	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.2	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**3.76**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**168.92**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	220.4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	4200	[-]
Copriferro	d'	60	[-]
Altezza utile della sezione	d'	340	[-]
Area dell'armatura tesa	As	4423	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	4423	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	85.18	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	5215665817	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14.4	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**3.60**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**161.53**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	220.4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	4200	[-]
Copriferro	d'	60	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	340	[kNm]
Area dell'armatura tesa	As	4423	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	4423	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	85.18	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	5215665817	[mm^4]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**3.60**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**161.53**	**[MPa]**

In accordo al par. 4.1.2.2.5 si verificano le limitazioni delle tensioni per la combinazione SLE caratteristica che devono risultare:

$\sigma_{c,max} \leq 0{,}60\ f_{ck} = 19.2$ Mpa

$\sigma_{s,max} \leq 0{,}8\ f_{yk} = 360$ MPa

In accordo al par. 4.1.2.2.5 si verificano le limitazioni delle tensioni per la combinazione SLE frequente:

$\sigma_{c,max} \leq 0{,}45\ f_{ck} = 14.4$ Mpa

Come visionabile nel prospetto, le limitazioni delle tensioni sono soddisfatte.

Verifica di apertura delle fessure.

Per la combinazione frequente e q.p. le verifiche sono soddisfatte e rientrano rispettivamente nel limite di aperura delle fessure w2 e w1 proprie delle condizioni ambientali aggressive.

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	4200	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	340	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	4423	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	4423	[mm^2]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	240	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	**220.41**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	85.18	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	161.53	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	104.940076	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	440748.32	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01004	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000169	[-]
		0.000485	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	407.02	[mm]
		407.02	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0.1972**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0.2**	**[mm]**
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	**220.41**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	85.18	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	161.53	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	104.940076	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	440748.32	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01004	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000169	[-]
		0.000485	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	407.02	[mm]
		407.02	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0.1972**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0.3**	**[mm]**

15 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE E GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

L'affidabilità del software MIDAS GEN 2019, utilizzato per la realizzazione del modello strutturale, è dimostrata dalla copiosa documentazione a corredo del programma fornita dalla società Harpaceas (distributore del programma per la Lombardia), dal documento "Analysis Manual", nonché dagli innumerevoli files "Verification Examples".

I risultati ottenuti dai modelli di calcolo numerico (FEM), sia per azioni sismiche che per quelle gravitazionali, sono stati paragonati a quelli ottenuti attraverso analisi manuali semplificate di tipo statico equivalente per le azioni sismiche e per aree di influenza per le azioni sui pilastri e travi. I controlli svolti pemettono di considerare corretto il comportamento del modello di calcolo.