

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**NODO DI TORINO
COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO
PORTA NUOVA**

OPERE CIVILI

FABBRICATO PGEP4

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

SCALA:



COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NT0P 00 D 26 CL FA0000 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	V. PEISINO	Apr. 2019	V.A. MANITTA <i>[Signature]</i>	Mag. 2019	G. DE MICHELE <i>[Signature]</i>	Mag. 2019	F. COCCO MAGGIORE	

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
 Dott. Ing. Francesco Cozzo
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 n. 23172 Sez. A

SOMMARIO

1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA E RIFERIMENTI	6
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
2.2 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO	6
2.3 SOFTWARE UTILIZZATI.....	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1 ACCIAIO PER ARMATURE LENTE	7
3.2 CALCESTRUZZO.....	7
<i>Calcestruzzo per elevazioni pilastri, travi e solaio in lastre prefabbricate predalles</i>	7
<i>Calcestruzzo per travi di fondazione</i>	7
3.3 TERRENO DI FONDAZIONE.....	9
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	11
4.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	11
4.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	11
5. ANALISI DEI CARICHI	14
5.1 PESO PROPRIO STRUTTURE	14
<i>Solaio di copertura</i>	14
<i>Struttura principale in c.a.</i>	15
5.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	15
5.3 AZIONE DELLA NEVE	15
5.4 PRESSIONE CINETICA DEL VENTO	16
6. FABBRICATO TECNOLOGICO PGE4	20

6.1	GENERALITÀ	20
6.2	METODO DI CALCOLO	20
6.2.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	20
6.2.2	SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI	20
6.2.3	MODELLAZIONE DEI MATERIALI	22
6.2.4	TIPO DI ANALISI	22
6.2.5	INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	23
6.2.6	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE	24
6.2.7	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	24
6.2.8	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	24
6.3	MODELLO STRUTTURALE	24
6.4	ASSEGNAZIONE DEI CARICHI	26
6.5	COMBINAZIONI DI CARICO	29
7.	RISULTATI NUMERICI.....	31
7.1	ANALISI MODALE	31
7.2	DEFORMATA.....	32
7.3	SOLLECITAZIONI ASTE	32
	<i>Verifica Solaio Predalles</i>	<i>42</i>
	<i>Verifica Pilastrata SLU</i>	<i>44</i>
	<i>Verifica Pilastrata SLE.....</i>	<i>46</i>
	<i>Verifica Travata di solaio SLU.....</i>	<i>48</i>
	<i>Verifica Travata di solaio SLE.....</i>	<i>51</i>

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGEP4**

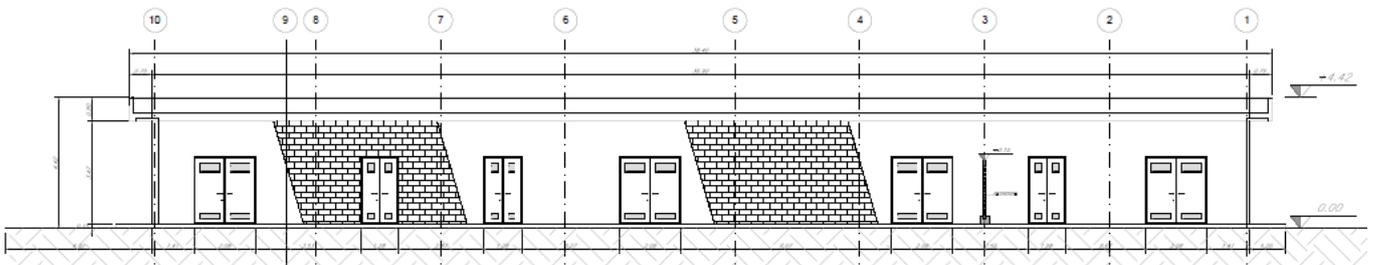
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	4 di 60

<i>Verifica Travate di bordo SLU</i>	<i>52</i>
<i>Verifica Travate di Fondazione SLU</i>	<i>55</i>
<i>Verifica Geotecnica Travata di Fondazione</i>	<i>57</i>

1. PREMESSA

Nell'ambito delle attività inerenti gli impianti di sicurezza delle gallerie ferroviarie (esistenti ed in fase di realizzazione) del Nodo di Torino, è stato predisposto - su incarico di RFI - il progetto definitivo degli adeguamenti necessari per il rispetto dei dettami della normativa vigente, indicati nel D.M. 28.10.2005 pubblicato sulla G.U. 83 del 08.04.2006. Tale provvedimento legislativo ha lo scopo di assicurare un livello adeguato di sicurezza nelle gallerie ferroviarie, mediante l'adozione di misure di prevenzione e protezione atte alla riduzione di situazioni critiche che possano mettere in pericolo la vita umana, l'ambiente e gli impianti della galleria, nonché mirate alla limitazione delle conseguenze in caso di incidente.

La presente relazione ha per oggetto le analisi per il dimensionamento e la verifica delle del fabbricato tecnologico PGEP4. La struttura a telaio in calcestruzzo armato formata dall'intersezione di travi e pilasti ha dimensioni in pianta di circa 31x7.5 m.





NODO DI TORINO

**COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA**

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGEP4

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	6 di 60

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 5 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- RFI – Manuale di progettazione delle opere civili – Documento n° RFI-DTC-SI-PS-MA-IFS-001-B del 30 Dicembre 2016

2.2 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO

- NT0P00D26PBFA0000001A – Fabbricato - Pianta
- NT0P00D26PBFA0000002A – Fabbricato - Prospetti
- NT0P00D26WBFA0000001A – Fabbricato - Sezioni e particolari

2.3 SOFTWARE UTILIZZATI

Per il calcolo delle opere in esame è stato utilizzato il software SAP2000 programma agli elementi finiti.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

3.1 ACCIAIO PER ARMATURE LENTE

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
allungamento caratteristico	$\geq 7.5 \%$
rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

3.2 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per elevazioni pilastri, travi e solaio in lastre prefabbricate predalles

Classe di resistenza:	C32/40
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica a compressione:	$f_{cm} = 40 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 3.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 3.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = 1.41 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per travi di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30
-----------------------	--------



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA –
TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGEP4

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	8 di 60

Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico: $E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$

Dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: $\alpha_{cc} (t > 28\text{gg}) = 0.85$

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%. $f_{cd} =$ = Resistenza di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi $\leq C50/60$] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} =$ = Resistenza di calcolo a trazione

$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2018 – 11.2.10.5).

3.3 TERRENO DI FONDAZIONE

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi interessati dall'opera è stata condotta sulla base della relazione geotecnica generale del progetto esecutivo del 2002 e sulla base delle risultanze ad oggi disponibili della campagna di indagini geognostiche integrativa condotta relativamente all'attuale incarico di progettazione. Per maggiori dettagli sui dati delle pregresse caratterizzazioni geotecniche e sulle risultanze delle nuove indagini si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

Di seguito si riporta una descrizione sintetica dei litotipi presenti ed i parametri geotecnici caratteristici utilizzati in sede di calcolo.

- **Terreno A:** Terreno di riporto di spessore variabile da 1÷4 m. Materiale di riporto superficiale molto eterogeneo, costituito da livelli di materiale incoerente con notevole frazione grossolana e livelli di materiale fine coesivo plastico.
 - peso dell'unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
 - angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 33^\circ$
 - modulo di Young $E = 15 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$

- **Terreno B:** Ghiaia con sabbia/Sabbia con ghiaia di spessore medio pari a circa 5 m. Terreni ghiaiosi-sabbiosi con presenza talvolta di livelli cementati.
 - peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - coesione drenata $c' = 0 \div 20 \text{ kPa}$
 - angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 38^\circ$
 - modulo di Young $E = 70 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$

- **Terreno C:** Ghiaia con sabbia con spessori > 15 m. È lo stesso materiale del Terreno B ma con minor presenza di livelli cementati.
 - peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
 - angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 38^\circ$
 - modulo di Young $E = 70 \text{ MPa}$



NODO DI TORINO

**COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA –
TORINO PORTA NUOVA**

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGEP4

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	10 di 60

- coefficiente di Poisson

$\nu = 0.25$

Dalla presa visione di quanto riportato in relazione geotecnica e dalla conoscenza dei litotipi presenti in loco, a fronte di esperienze maturate per altri lavori afferenti alla stessa area, sembra poco probabile una cementazione dello strato B come su esposto, per cui sono state condotte anche analisi trascurando cautelativamente la coesione del suddetto strato.

Per quanto concerne invece la quota della falda, questa è stata assunta a vantaggio di sicurezza posta a **-12 m dal p.c.**

Il terreno su cui poggiano le fondazioni a trave rovescia è il **litotipo A**.

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

4.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni) per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento V_R in funzione dello stato limite, considerato:

- vita nominale $V_N = 100$ anni
- classe d'uso IV

In base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 200$ anni

4.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

I parametri di risposta sismica locale sono:

- Categoria del sottosuolo C
- Categoria topografica T1

Nel calcolo delle azioni sismiche si assume un fattore di struttura q pari a 1.

Per la caratterizzazione dell'azione sismica delle opere si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

Longitudine 7.669227

Latitudine 45.03650

Si riporta di seguito il riepilogo della parametrizzazione sismica:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 7.66227 LATITUDINE: 45.03650

Ricerca per comune

REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Torino COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate "ISTAT" del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: SLV info

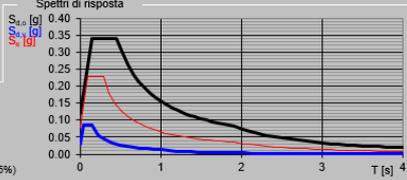
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: C info $S_d = 1.500$ info
 Categoria topografica: T1 info $h/H = 1.000$ info $C_C = 1.580$ info
(in quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): 5 $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q : 1.5 Regol. in altezza: si info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : 1 $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni:
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.079 g
F_0	2.870
T_c	0.290 s
S_s	1500
C_c	1580
S_T	1000
q	1500

Parametri dipendenti

S	1500
η	0.667
T_a	0.193 s
T_c	0.458 s
T_D	1.916 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta - 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_0 / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

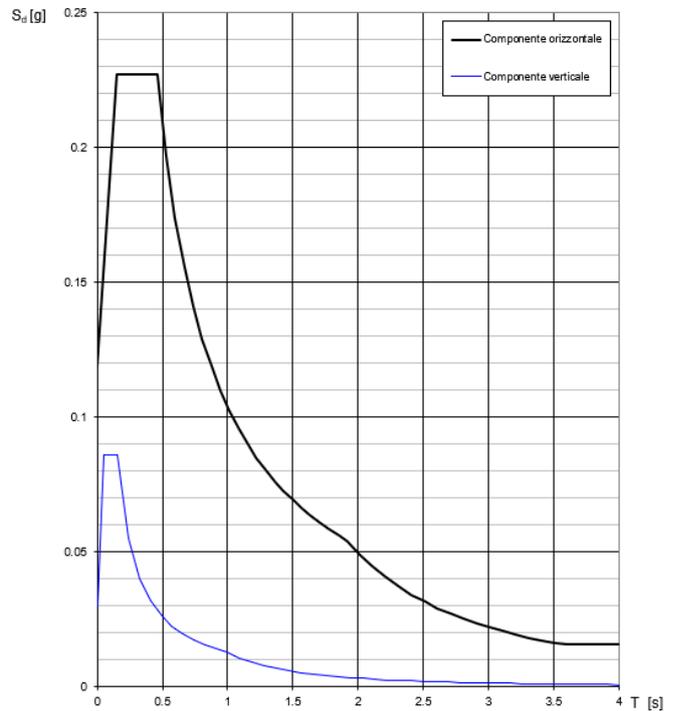
$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.119
0.153	0.227
0.458	0.227
0.527	0.197
0.597	0.174
0.666	0.156
0.736	0.141
0.805	0.129
0.874	0.119
0.944	0.110
1.013	0.102
1.083	0.096
1.152	0.090
1.222	0.085
1.291	0.080
1.361	0.076
1.430	0.073
1.499	0.069
1.569	0.066
1.638	0.063
1.708	0.061
1.777	0.058
1.847	0.056
1.916	0.054
2.015	0.049
2.114	0.044
2.214	0.041
2.313	0.037
2.412	0.034
2.511	0.032
2.611	0.029
2.710	0.027
2.809	0.025
2.908	0.024
3.008	0.022
3.107	0.021
3.206	0.019
3.305	0.018
3.405	0.017
3.504	0.016
3.603	0.016
3.702	0.016
3.802	0.016
3.901	0.016
4.000	0.016

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limiti SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

5. ANALISI DEI CARICHI

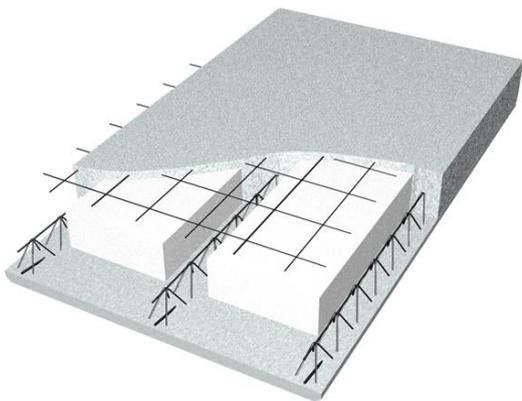
Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- carico terreno;
- variazioni termiche.

5.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

Solaio di copertura

I solai di copertura a campata continua sono tutti costituiti da solaio in lastre di predalles; lo spessore totale del solaio di copertura è di 40 cm e comprende 5 cm di caldana superiore, 30 cm di alleggerimento e 5 cm di pannello di predalles inferiore. Lo spessore dell'anima del travetto è di 10 cm con interasse 50 cm.



$$G_{1\text{solaio}} = 0.1 \cdot 25 + 0.1 \cdot 0.3 \cdot 2 \cdot 25 + 0.8 \cdot 0.3 \cdot 1 = 4.24 \text{ kN/m}^2$$



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	15 di 60

Struttura principale in c.a.

Il peso proprio delle travi e dei pilastri, viene calcolato automaticamente dal programma considerando il peso specifico del cemento armato pari a:

$$\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

5.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati in calcestruzzo di spessore pari a 20 cm (pannello a taglio termico) il cui peso è pari a 3,60 kN/m².

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello h=4,00 m, trascurando le eventuali aperture, è pari a 14.4 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Il peso da applicare alla platea è pari quindi a **14.4 kN/m**.

- Carichi permanenti non strutturali agenti in copertura

Massetto delle pendenze	1,95	kN/m ²
Strato coibente	0,10	kN/m ²
Guaina di impermeabilizzazione	0,10	kN/m ²
Pavimento	0,50	kN/m ²
Intonaco intradosso	0,30	kN/m ²
Totale carico:	2.95	kN/m²

5.3 AZIONE DELLA NEVE

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk}$$

dove:

μ_i - Coefficiente di forma della copertura;

C_e - Coefficiente di esposizione;



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	16 di 60

Ct - Coefficiente termico;

qsk - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Per la valutazione di qsk si è fatto riferimento ad un sito posto in zona I - Alpina, con altezza sul livello del mare pari a 240 m:

$$qsk = 1.54 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione Ce può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in tabella 3.4.I. NTC2018. Per il caso in esame si assume Ce = 1.1.

Il coefficiente termico Ct può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato Ct = 1.0 (3.4.4 - NTC2018).

Il coefficiente di forma della copertura dipende dall'angolo di inclinazione della falda, i valori proposti dalla normativa vigente vengono riportati nella Tab.3.4.II (DM 14 Gennaio 2018):

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso in esame si ha $\alpha = 0^\circ$ pertanto:

$$\mu_1 (0^\circ) = 0,8$$

Si assume una distribuzione uniforme del carico da neve per la copertura piana, quindi si ha:

$$qs = 0.8 \cdot 1.10 \cdot 1.00 \cdot 1.54 = \mathbf{1.36 \text{ kN/m}^2}.$$

5.4 PRESSIONE CINETICA DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 1, con altezza sul livello del mare pari a 600 m.

Pressione del vento:

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = qb \cdot ce \cdot cp \cdot cd$$

dove

- q_b - Pressione cinetica di riferimento
- c_e - Coefficiente di esposizione
- c_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d - Coefficiente dinamico che si assume unitario.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b in (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- v_b - Velocità di riferimento del vento;
- ρ – Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento $v_b(TR)$ riferita ad un generico periodo di ritorno TR può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione:

$$V_b(T_R) = \alpha \cdot v_b$$

dove:

- v_b – Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- α – Coefficiente posto in un diagramma in funzione di TR espresso in anni;

Il periodo di ritorno TR al quale si è fatto affidamento per la valutazione della velocità di riferimento del vento risulta pari a 100 anni (in accordo con il periodo di riferimento VR della struttura).

Coefficiente di esposizione:

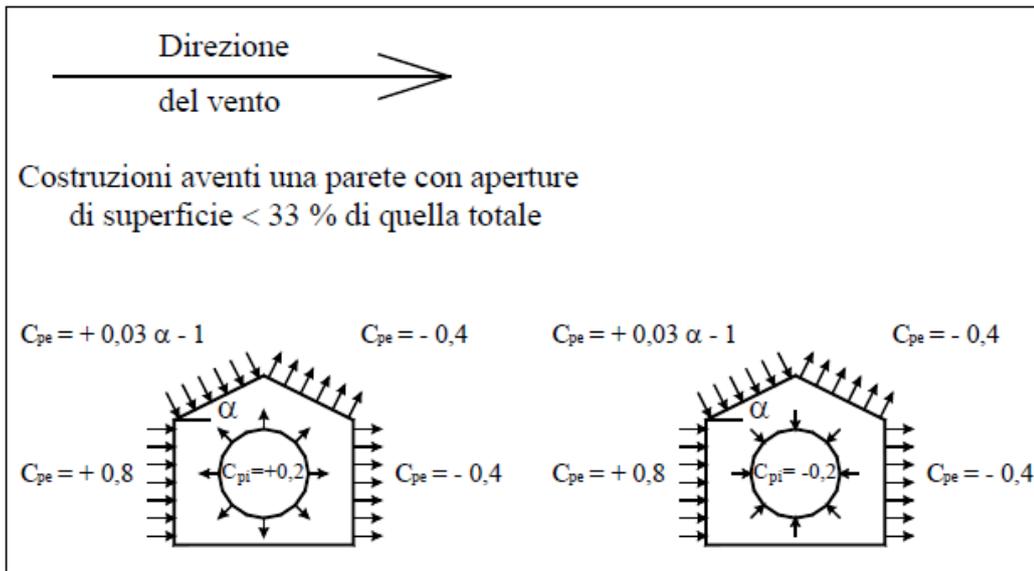
Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame si considera una zona 1, classe di rugosità del terreno C e categoria d'esposizione del sito IV.

Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è assunto cautelativamente pari ad 1.

Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Per la determinazione del coefficiente di forma si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3.10.1 della Circolare del 2/02/2009 in relazione a quanto riassunto nella figura seguente:



Per il carico sopravvento si assume $c_p = +0,8$;

per il carico sottovento si assume $c_p = -0,4$;

in copertura si assume $c_p = -0,4$;

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà $c_{pi} = \pm 0,2$.

Globalmente sull'edificio agisce una forza totale del vento legata alla somma dei due coefficienti ovvero:

$$c_p \text{ Globale} = +0,8 - (-0,4) = +1,2$$

Si riporta di seguito il prospetto delle caratteristiche assunte per la determinazione della pressione normale del vento secondo normativa:

$$c_p \text{ Globale} = +0,8 - (-0,4) = +1,2$$

Si riporta di seguito il prospetto delle caratteristiche assunte per la determinazione della pressione normale del vento secondo normativa:

<i>Altezza elemento Z₁</i>		Z₁	3,90 m
<i>Altezza max edificio Z_{max}</i>		Z_{max}	3,90 m
<i>Velocità di riferimento</i>	$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_t \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_s (a_t - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_t \leq 1500 \text{ m}$	V_{b,0}	25,00 m/s
<i>Coefficiente amplificativo per T_R</i>	$\alpha_s = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$	α_R	1,04
<i>Velocità di riferimento corretta</i>	$v_b(T_R) = \alpha_s v_b$	V_b (T_R)	25,96 m/s
<i>Coefficiente di topografia</i>		C_t	1,00
<i>Coefficiente di esposizione z=z_{min}</i>	$c_s(z) = k_z^2 c_s \ln(z/z_0) [7 + c_1 \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$ $c_s(z) = c_s(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$	C_{ev} (z_{min})	1,63
<i>Coefficiente di esposizione z=Z_{max}</i>		C_{ev} (Z_{max})	1,63
<i>Coefficiente dinamico</i>		C_d	1,00
<i>Pressione cinetica di riferimento</i>	$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$	q (z)	0,42 (kN/mq)
<i>Coefficiente di forma</i>		C_p	1,20
<i>Pressione di Calcolo in z=z_{min}</i>	$P = q_b c_s c_p c_d$	P (z_{min})	0,83 (kN/mq)
<i>Pressione Z=Z₁; C_{ev}= 1,63</i>		P (Z₁)	0,83 (kN/mq)
<i>Pressione di Calcolo in Z=Z_{max}</i>		P (Z_{max})	0,83 (kN/mq)

Il carico del vento agente sulle travi di copertura viene distribuito in modo equivalente sulle parti sopravento e sottovento;

$$V = 0,83 \text{ kN/mq} \times (4\text{m} / 2) / 2 \approx 0,85 \text{ kN/ml}$$

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO PORTA NUOVA					
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGEP4	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 00 00 002	REV. A	FOGLIO 20 di 60

6. FABBRICATO TECNOLOGICO PGEP4

6.1 GENERALITÀ

L'edificio denominato PGEP4 sotto il profilo strutturale è composto da due telai di travi e pilastri affiancati e uniti dal solaio di copertura tramite travi di bordo. Il fabbricato è costruito su un apparato fondazionale costituito da travi a T rovescia in calcestruzzo armato.

I pilastri hanno sezione rettangolare 30x50 cm, le travi di solaio sono disposte lungo lo sviluppo maggiore del fabbricato, sono in spessore di solaio e hanno una dimensione di 30x40 cm mentre le travi di bordo sono a sezione rettangolare 30x40 cm.

6.2 METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo impiegato è quello detto "degli stati limite" con riferimento allo stato limite ultimo elastico della sezione (raggiungimento, nel punto più sollecitato, della tensione di snervamento di calcolo) ed allo stato limite di deformazione in condizioni di esercizio. Le sollecitazioni agenti sulla struttura sono state valutate mediante la scelta di analisi agli elementi finiti utilizzando il programma di calcolo SAP2000 della CSI Computers & Structures inc.

6.2.1 Schematizzazione della struttura e dei vincoli

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita.

I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse.

Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi.

6.2.2 Schematizzazione delle azioni

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali,

indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- Travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. È previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- Le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- Le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- Le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.
- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale.
- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.
- I plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;
- Le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed è richiesta anche orizzontale.
- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.
- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.

- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate.
- Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

6.2.3 Modellazione dei materiali

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nelle tabelle seguenti.

Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
B450C	7.6973E+01	7.8490E+00	210000000			1.1700E-05
C25/30	2.5000E+01	2.5493E+00	31476000.	13115000.	0.2	1.0000E-05
C32/40	2.5000E+01	2.5493E+00	33346000.	13894166.67	0.2	1.0000E-05

Agli elementi lineari di travi e pilastri in elevazione è stato assegnato il calcestruzzo classe C32/40 mentre per le travi di fondazione a T rovescia viene utilizzato calcestruzzo C25/30. Le resistenze dei materiali sono calcolate in accordo con quanto prescritto dalle NTC2018.

Material	Fc KN/m2	eFc KN/m2	FinalSlope
C25/30	25000.	25000.	-0.1
C32/40	32000.	32000.	-0.1

Le armature sono costituite da barre in acciaio B450C. Le resistenze dei materiali sono calcolate in accordo con quanto prescritto dalle NTC2018.

Material	Fy KN/m2	Fu KN/m2	FinalSlope
B450C	450000.	540000.	-0.1

6.2.4 Tipo di analisi

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare e modale. Il metodo di calcolo è agli elementi finiti.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>NODO DI TORINO</p> <p>COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGEP4</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NT0P</td> <td>00</td> <td>D 26 CL</td> <td>FA 00 00 002</td> <td>A</td> <td>23 di 60</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	23 di 60
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	23 di 60								

6.2.5 Individuazione del codice di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni e la verifica degli elementi in cemento armato sono stati eseguiti con il software agli elementi finiti SAP2000 che permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono travi e pilastri (frame) e gusci (shell): gli elementi bidirezionali vengono idealizzati tramite una mesh che può essere rettangolare o triangolare e con comportamento sia di membrana che di piastra. I carichi possono essere applicati ai nodi, come forze o coppie concentrate, alle travi o pilastri e sui gusci, come carichi distribuiti. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

Il software SAP2000 che utilizza il solutore SAPfire viene impiegato nei progetti di opere civili strutturali ed è caratterizzato dalle seguenti principali funzionalità:

- Analisi statica e dinamica
- Analisi lineare e non lineare
- Analisi sismica dinamica e analisi statica in pushover
- Analisi con carichi variabili da traffico per ponti
- Non linearità geometrica, inclusi P-Delta e grande spostamento
- Costruzioni per fasi (incrementali)
- Effetti di ritiro, viscosità e invecchiamento
- Analisi di collasso per instabilità (buckling)
- Analisi della risposta a carichi armonici e analisi di densità spettrale
- Elementi Frame, inclusivi di comportamento beam-column, truss
- Elementi Shell, inclusivi di comportamento a lastra e a piastra
- Elementi cavo e tirante
- Elementi Plane e Asolid, di tipo solido bidimensionale,
- Elementi Solid, di tipo solido tridimensionale
- Elementi Link e Support non lineari
- Proprietà Link e Support dipendenti dalla frequenza
- Sistemi di coordinate multipli
- Svatiati tipi di vincoli interni
- Gran varietà di opzioni di carico

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 00 00 002	REV. A	FOGLIO 24 di 60

- Algoritmi di risoluzione stabili e altamente efficienti

6.2.6 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto nella quale è possibile individuare i diversi test di validazione per gli elementi utilizzati nella modellazione della struttura in esame. Inoltre i risultati ottenuti per un telaio 2D sono stati confrontati con le soluzioni analitiche: il confronto dei risultati ha determinato un errore accettabile tra il modello numerico e quello analitico. Si può quindi constatare che la modellazione del problema tramite il software SAP2000 è corretta.

6.2.7 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

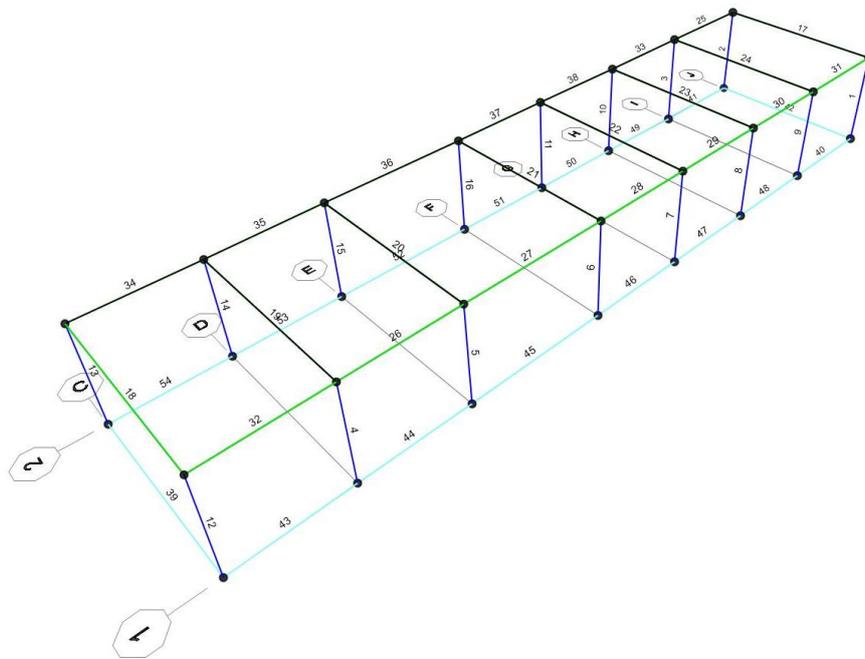
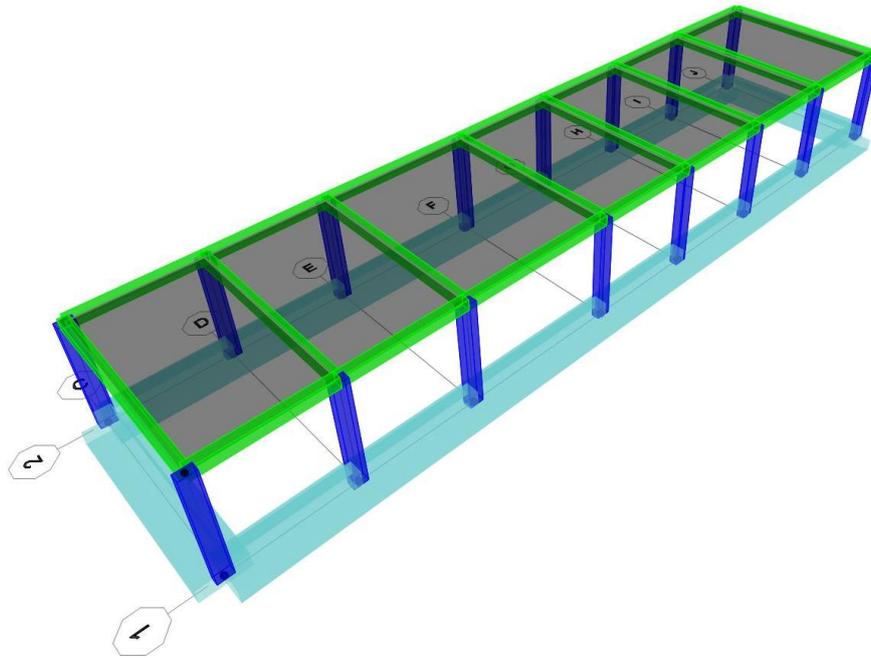
6.2.8 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

6.3 MODELLO STRUTTURALE

Si veda la schematizzazione strutturale riportata in seguito con indicazione della numerazione delle aste al fine di una migliore comprensione dei risultati derivanti dall'analisi numerica effettuata.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:



I pilastri, numerati dal numero 1 al 16, hanno sezione 30x50 cm e sono riportati nel modello con il colore blu, mentre le travi di solaio (in verde) collegano i telai in direzione parallela allo sviluppo maggiore con sezione 30x40 cm. L'orditura dei solai è parallela al lato corto del fabbricato ed è stato inserito come area di carico a massa nulla. Le travi di bordo



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	26 di 60

sono a sezione rettangolare 30x40 cm e nel modello hanno colore verde. Infine, le travi di fondazione sono a T rovescia con caratteristiche riportate nelle tabelle seguenti.

Tutti gli elementi strutturali sono in calcestruzzo armato.

La struttura è stata vincolata esternamente tramite l'assegnazione di cerniere in direzione x e y ai nodi inferiori della struttura. La simulazione del comportamento del terreno è stata presa in analisi assegnando molle alla Winkler dal valore di 1.5 kg/cm³ alle travi di fondazione.

Il modello è costituito da due livelli principali, il primo corrispondente al piano fondazionale a quota 0 e il secondo corrispondente alla mezzera della copertura a quota +4.05 m.

Travi e pilastri sono stati modellati tramite gli elementi "Frame" le cui proprietà sono riportate nelle tabelle seguenti.

SectionName	Material	Shape	t3 m	t2 m	Area m2	TorsConst m4	I33 m4	I22 m4
P30x50	C32/40	Rectangular	0.5	0.3	0.15	0.002817	0.003125	0.001125
P50x30	C32/40	Rectangular	0.3	0.5	0.15	0.002817	0.001125	0.003125
T_FOND	C25/30	SD Section			1.05941	0.086391	0.071731	0.154497
T30x40	C32/40	Rectangular	0.4	0.3	0.12	0.001944	0.0016	0.0009

SectionName	I23 m4	AS2 m2	AS3 m2
P30x50	0.	0.125	0.125
P50x30	0.	0.125	0.125
T_FOND	0.	0.7664 82	0.94504 1
T30x40	0.	0.1	0.1

SectionName	S33 m3	S22 m3	Z33 m3	Z22 m3	R33 m	R22 m
P30x50	0.0125	0.0075	0.01875	0.01125	0.144338	0.086603
P50x30	0.0075	0.0125	0.01125	0.01875	0.086603	0.144338
T_FOND	0.114769	0.2059 96	0.26666 7	0.4	0.260208	0.381881
T30x40	0.008	0.006	0.012	0.009	0.11547	0.086603

6.4 ASSEGNAZIONE DEI CARICHI

I carichi definiti nel capitolo analisi dei carichi sono stati assegnati ai diversi elementi strutturali; in particolare i carichi agenti sui solai (G1 solaio, G2 solaio, neve e vento) sono stati inseriti direttamente sulle aree solaio a massa nulla della copertura. Tramite l'assegnazione agli elementi area è possibile scegliere la distribuzione del carico (monodirezionale o bidirezionale) ed automaticamente le travi in direzione perpendicolare all'orditura scelta vengono caricate proporzionalmente all'area di influenza dei solai.

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	27 di 60

Il peso dei tamponamenti è stato assegnato direttamente alle travi di fondazione. In carico vento su pannelli verticali sui bordi esterni della struttura.

I carichi creati nel modello sono riportati nella tabella seguente: il carico "DEAD" sta a indicare il peso proprio degli elementi strutturali (travi e pilastri) e viene calcolato automaticamente dal codice di calcolo tramite il peso specifico e la sezione geometrica.

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
DEAD	Dead	1.	
G1_solaio	Super Dead	0.	
G2_solaio	Super Dead	0.	
Neve	Snow	0.	
Vento	Wind	0.	Italian NTC 2018
Tamponamenti	Super Dead	0.	

Oltre ai carichi gravitazionali è necessario valutare la risposta dell'edificio alla sollecitazione sismica; per questo motivo si è scelto di procedere con un'analisi modale tenendo in conto dell'eccentricità del carico come prescritto dalle NTC2018 nel capitolo 7 sulla sismica. Per tale motivo si è definito tre ulteriori casi riportati in tabella.

L'azione sismica è stata definita tramite la funzione spettro di risposta i cui dati di input sono riportati nella figura seguente. La vita nominale dell'opera, come già precedentemente descritto, è stata assunta pari a 100 anni con un coefficiente d'uso di classe IV e fattore di struttura q_0 pari a 1.5. Questi parametri sono stati utilizzati nei casi di carico "SPETTROX" e "SPETTROY" per la definizione dell'azione sismica nelle due direzioni nel piano.

Response Spectrum Italian NTC2018 Function Definition

Function Name: slvSISMA Function Damping Ratio: 0.05

Parameters

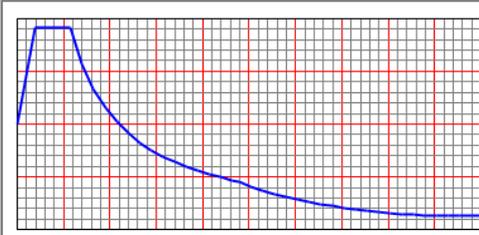
- ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
- ag, F0 and Tc* - by Island
- ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree): 7.6623
 Site Latitude (degree): 45.0365
 Island Name:
 Limit State: SLV
 Usage Class: IV
 Nominal Life: 100.
 Peak Ground Acc., ag/g: 0.0799
 Magnification Factor, F0: 2.8677
 Reference period, Tc*: 0.2898
 Spectrum Type: Design Horizo
 Soil Type: C
 Topography: T1
 h/H ratio: 1.
 Spectrum Period, Tb: 0.1526
 Spectrum Period, Tc: 0.4579
 Spectrum Period, Td: 1.9196
 Damping Percentage, Xi:
 Behavior Factor, q: 1.5

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.1199
0.1526	0.2291
0.4579	0.2291
0.5579	0.1881
0.6579	0.1595
0.7579	0.1384
0.8579	0.1223
0.9579	0.1095

Function Graph



Display Graph

OK Cancel

Convert to User Defined

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesActOpt
DEAD	LinStatic	Zero				Prog Det
G1_solaio	LinStatic	Zero				Prog Det
G2_solaio	LinStatic	Zero				Prog Det
Neve	LinStatic	Zero				Prog Det
Vento	LinStatic	Zero				Prog Det
Tamponamenti	LinStatic	Zero				Prog Det
MODAL	LinModal	Zero				Prog Det
SPELTROX	LinRespSpec		MODAL			Prog Det
SPELTROY	LinRespSpec		MODAL			Prog Det

Nelle tabelle successive vengono riportate informazioni sulla direzione di applicazione della funzione di spettro di risposta per l'analisi modale, sulla combinazione dello spettro e sullo smorzamento ($\xi=0.05$).

Case	LoadType	LoadName	CoordSys	Function	Angle	TransAccSF
					Degrees	m/sec ²
SPETTROX	Acceleration	U1	GLOBAL	slvSISMA	0.	9.81
SPETTROY	Acceleration	U2	GLOBAL	slvSISMA	0.	9.81

Case	ModalCombo	GMCf1	GMCf2	PerRigid	DirCombo	MotionType	DampingType
		Cyc/sec	Cyc/sec				
SPETTROX	CQC	1.0000E+0 0	0.0000E+0 0	SRSS	SRSS	Acceleration	Constant
SPETTROY	CQC	1.0000E+0 0	0.0000E+0 0	SRSS	SRSS	Acceleration	Constant

Case	ConstDamp
SPETTROX	0.05
SPETTROY	0.05

6.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono effettuate secondo i principi del cap. 2 delle NTC18, considerando le combinazioni di carico possibili e più sfavorevoli.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- 1) Azioni Permanenti (G);
- 2) Azioni Variabili (Q);
- 3) Azioni di Precompressione (P);
- 4) Azioni Eccezionali (A);
- 5) Azioni Sismiche (E);

Le combinazioni delle azioni che sono state adottate per lo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti, indicando nella casella, corrispondente all'azione coinvolta, il moltiplicatore dei carichi in funzione della combinazione considerata. Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli, sono stati utilizzati coefficienti di combinazione ψ riportati nella tabella 5.2.VI delle NTC2018.

Si precisa che, data la simmetria della struttura, si sono individuate le combinazioni delle azioni tali da risultare maggiormente gravose e sbilanciati per la costruzione in esame. Per quanto concerne la combinazione delle altre azioni con l'azione sismica è necessario garantire il rispetto degli stati limite, quali definiti al punto 3.2.1 – NTC2018, effettuando opportune verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni stato limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso. Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della classe d'uso nella tabella C7.1.I – Circolare2019. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo stato limite di collasso (SLC) devono essere eseguite necessariamente sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU	Linear Add	DEAD	1.3
SLU		G1_solaio	1.3
SLU		G2_solaio	1.5
SLU		Neve	1.5
SLU		Tamponamenti	1.5
E1	Linear Add	SPETTROX	1.
E1		SPETTROY	0.3
E1		G1_solaio	1.
E1		G2_solaio	1.
E2	Linear Add	SPETTROY	1.
E2		SPETTROX	0.3
E2		G1_solaio	1.
E2		G2_solaio	1.
RARA	Linear Add	DEAD	1.
RARA		G1_solaio	1.
RARA		G2_solaio	1.
RARA		Neve	1.
FREQUENTE	Linear Add	DEAD	1.
FREQUENTE		G1_solaio	1.
FREQUENTE		G2_solaio	1.
FREQUENTE		Neve	0.2
QUASI	Linear Add	DEAD	1.
PERMANENTE		G1_solaio	1.
PERMANENTE		G2_solaio	1.
PERMANENTE		Neve	0.

Nelle combinazioni sismiche E1 ed E2 la permutazione dei segni viene fatta in automatico dal programma di calcolo, andando a restituire l'involuppo dei massimi e dei minimi per le combinazioni scelte.

7. RISULTATI NUMERICI

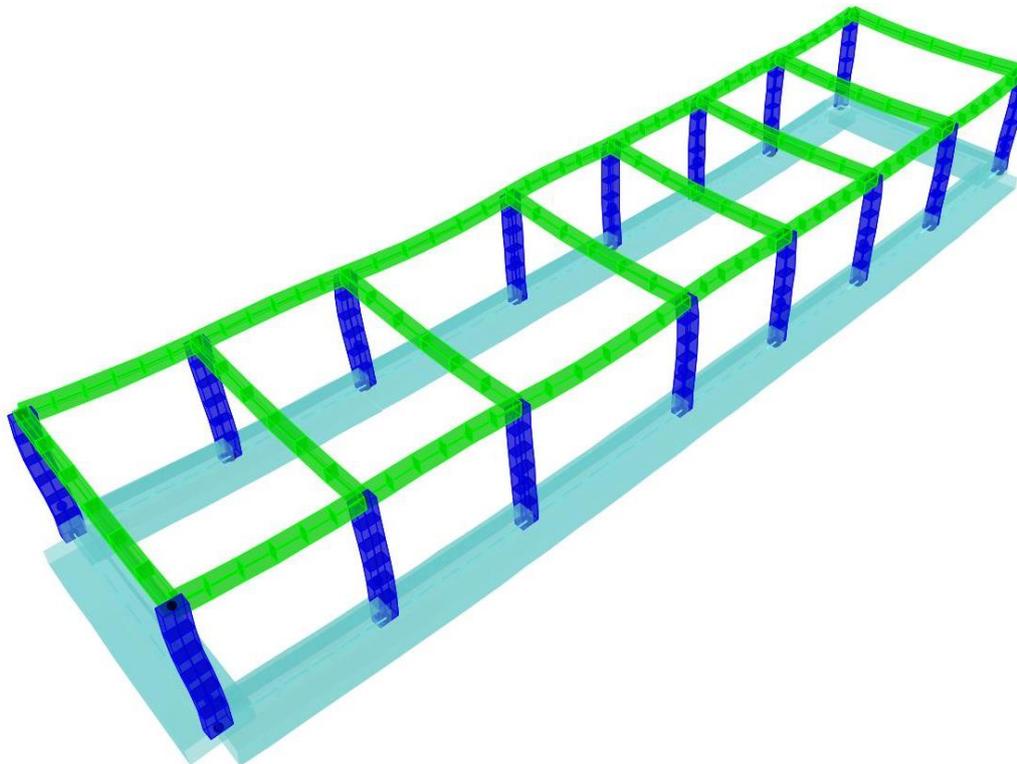
7.1 ANALISI MODALE

Viene riportata la tabella con i risultati dei modi di vibrare del fabbricato. Il primo modo, con periodo di vibrazione pari a 0.406 s, è traslazionale in direzione Y e coinvolge il 99.7% delle masse in Y. Il secondo modo è torsionale ma coinvolge una porzione molto limitata di massa. Il terzo modo di vibrare, con periodo di vibrazione pari a 0.215 s, eccita la struttura in direzione X coinvolgendo il 99.9% della massa in X.

OutputCase	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
MODAL	1.	0.406	1.99E-10	0.99714	6.841E-12	1.99E-10	0.99714	6.844E-12
MODAL	2.	0.296	4.27E-09	1.226E-05	1.200E-11	4.469E-09	0.99716	1.971E-11
MODAL	3.	0.215	0.999	2.756E-10	1.400E-07	0.9959	0.99716	2.756E-07
MODAL	4.	0.096	1.489E-06	6.567E-11	0.83871	0.9959	0.99716	0.83993
MODAL	5.	0.094	9.678E-10	0.00107	5.278E-08	0.9959	0.99822	0.83993
MODAL	6.	0.087	0.00036	1.013E-10	0.00455	0.99626	0.99822	0.84279

7.2 DEFORMATA

Viene riportata nella figura seguente la deformata nella combinazione allo SLU. Le deformazioni visualizzate sono compatibili con i carichi assegnati agli elementi strutturali, infatti le travi di solaio sono inflesse mentre quelle di bordo hanno deformazioni molto maggiori. La trave più sollecitata allo SLU evidenzia un'inflessione massima al centro pari a 2.8 mm.



7.3 SOLLECITAZIONI ASTE

Ciascun elemento Frame ha un suo sistema di coordinate locali di elemento utilizzato per definire le proprietà di sezione, i carichi e l'output. Gli assi di questo sistema locale sono chiamati 1, 2 e 3. Il primo asse è diretto nel senso della lunghezza

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	33 di 60

dell'elemento, presso il suo centro geometrico; gli altri due assi giacciono su di un piano perpendicolare all'elemento, con orientamento da specificare.

È importante capire chiaramente la definizione del sistema di coordinate locali 1, 2 e 3 e la sua relazione con il sistema di coordinate globali X, Y e Z. Entrambi i sistemi seguono la regola della mano destra. È compito dell'utente definire sistemi locali che rendano semplice l'input dei dati e l'interpretazione dei risultati.

Nel caso di molte strutture la definizione del sistema di coordinate locali è estremamente semplice. Tuttavia i metodi di assegnazione degli assi locali messi a disposizione dal programma sono potenti e flessibili in modo sufficiente a consentire la descrizione dell'orientamento degli elementi Frame anche nelle condizioni più difficili.

Gli assi locali sono per prima cosa calcolati senza considerare i punti di inserimento, cioè come se l'asse neutro collegasse direttamente i due nodi di estremità. Questi sono chiamati gli assi locali nominali. Se i punti di inserimento spostano gli assi locali di una di-versa quantità alle due estremità, gli assi locali nominali sono trasformati proiettandoli sull'asse neutro per determinare il sistema di coordinate locali effettivamente usato per l'analisi.

L'asse locale 1 è sempre l'asse longitudinale dell'elemento, con direzione positiva dall'Estremità I all'Estremità J. L'asse è sempre posizionato presso il centro geometrico della sezione trasversale e collega il nodo i al nodo j.

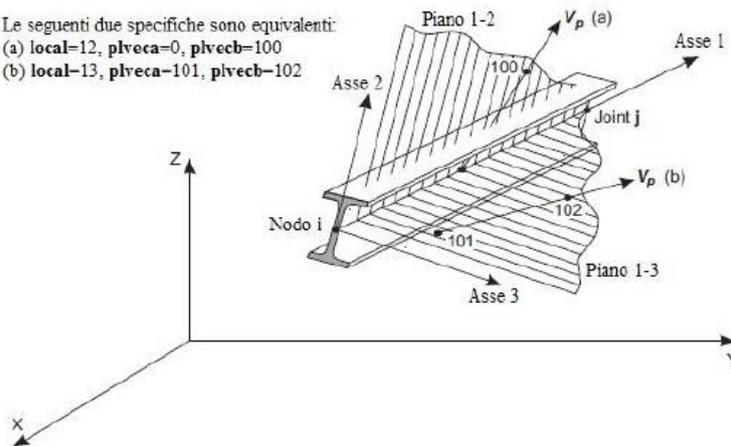
L'orientamento di default degli assi locali 2 e 3 è determinato dalla relazione tra l'asse locale 1 e l'asse globale Z. L'asse locale 1 ha direzione parallela alla retta tra i nodi i e j, senza riguardo per eventuali eccentricità:

- Il piano locale 1-2 è supposto verticale, cioè parallelo all'asse Z
- L'asse locale 2 è supposto con orientamento verso l'alto (+Z), a meno che l'elemento non sia verticale, nel qual caso l'asse locale è supposto orizzontale con verso nella direzione globale +X
- L'asse locale 3 diviene orizzontale, cioè giace sul piano X-Y

Un elemento è considerato verticale se il seno dell'angolo tra l'asse locale 1 e l'asse globale Z è inferiore a 10⁻³.

L'asse locale 2 assume un angolo con l'asse verticale che è il medesimo dell'angolo che l'asse locale 1 ha con il piano orizzontale.

Le seguenti due specifiche sono equivalenti:
 (a) local=12, plveca=0, plvecb=100
 (b) local=13, plveca=101, plvecb=102



Per la valutazione delle sollecitazioni interne delle sezioni è stato utilizzato un sistema di riferimento destrorso X, Y e Z il cui asse Z è coincidente con l'asse 1 dell'elemento mentre i restanti assi sono stati assunti in accordo con le convenzioni adottate dal programma di calcolo.

Le verifiche sezionali sono state condotte sulle aste maggiormente sollecitate.

Vengono riportati nel seguito i risultati in termini di momento, taglio e sforzo normale per le combinazioni di carico analizzate.

SLU

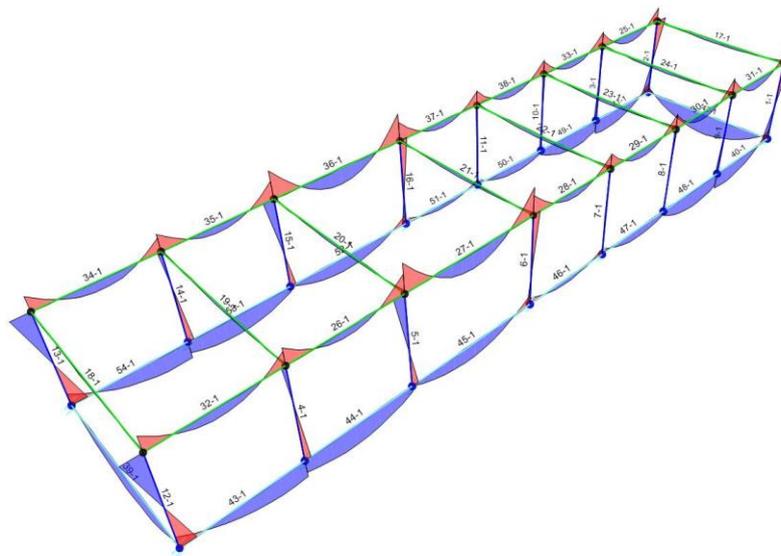


FIGURA 1: MOMENTI M33 ALLO SLU

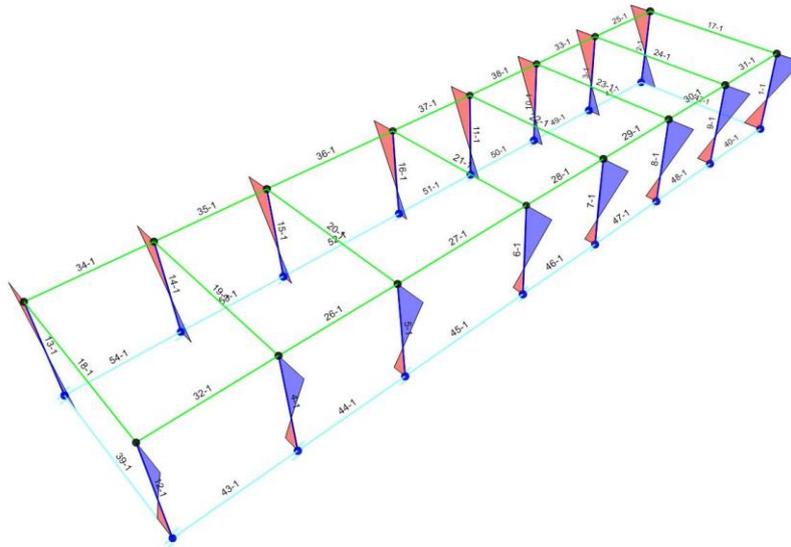


FIGURA 2: MOMENTO M22 ALLO SLU

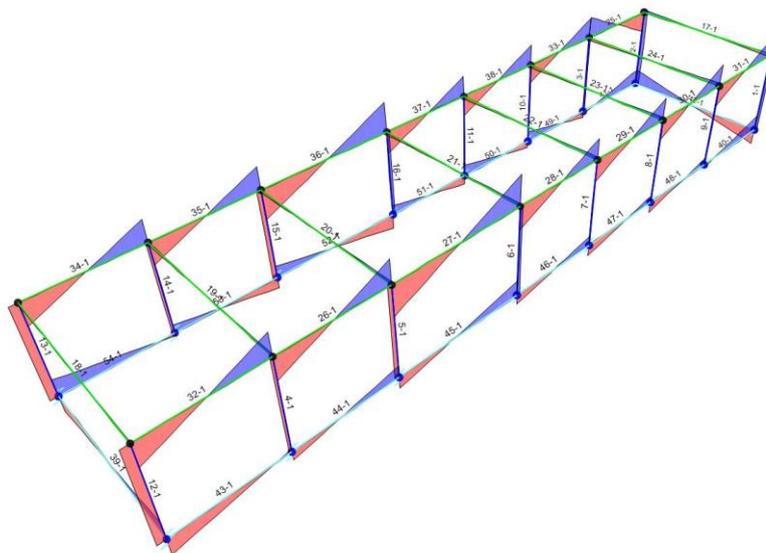


FIGURA 3: TAGLIO S22 ALLO SLU

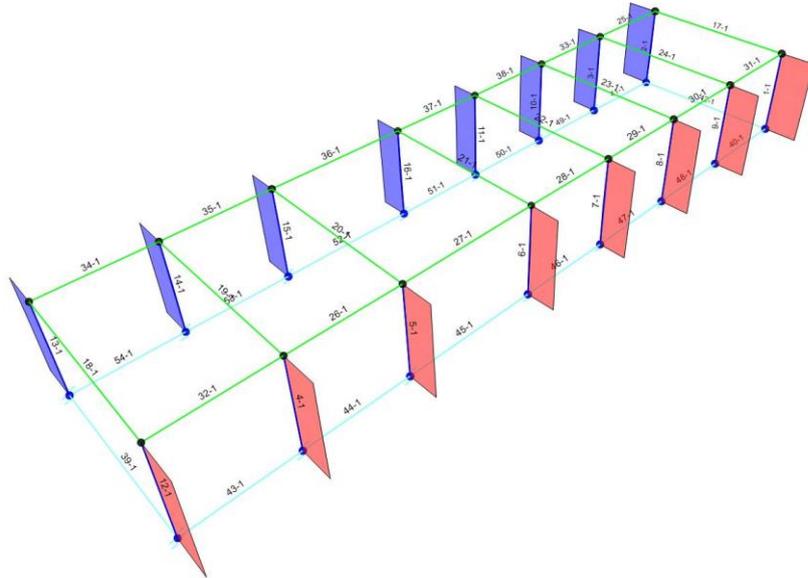


FIGURA 4: TAGLIO S33 ALLO SLU

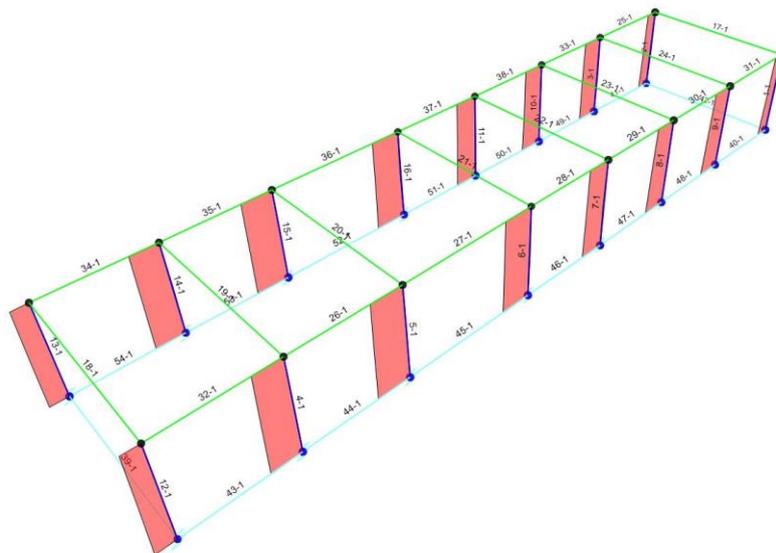


FIGURA 5: SFORZO NORMALE N ALLO SLU

Combinazione sismica E1

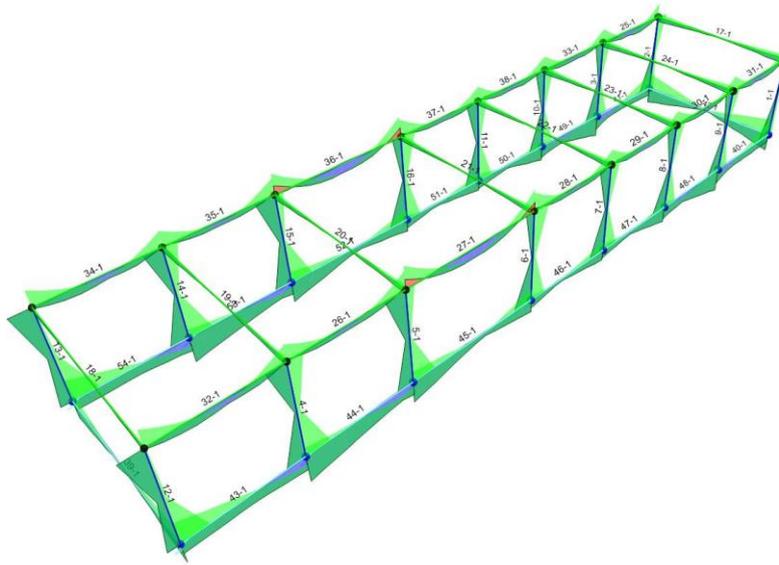


FIGURA 6: MOMENTI M33 COMBINAZIONE E1

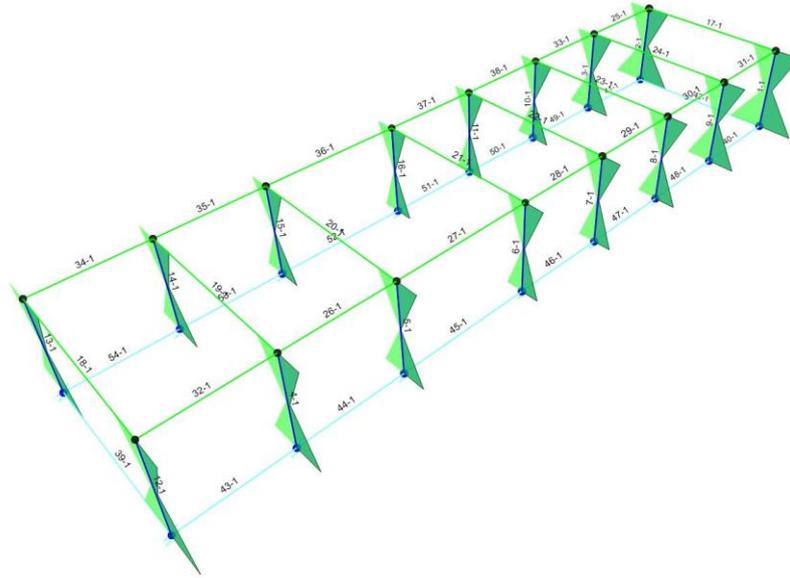


FIGURA 7: MOMENTI M22 COMBINAZIONE E1

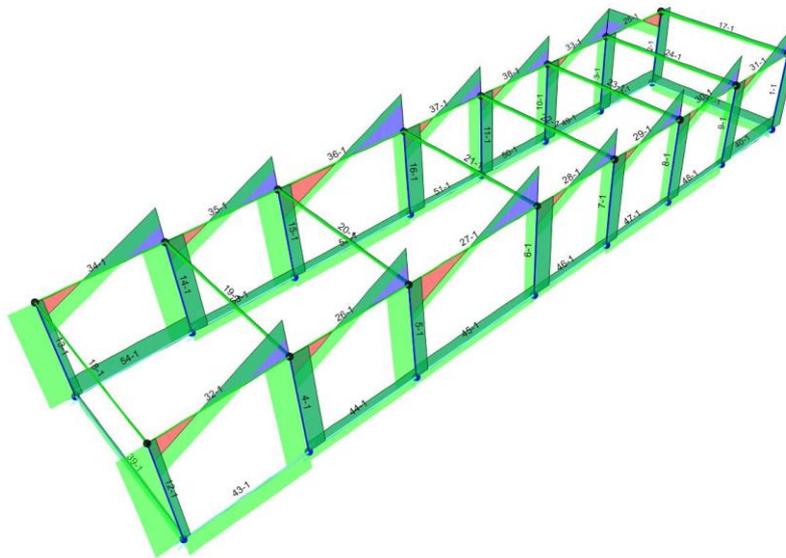


FIGURA 8: TAGLIO S22 COMBINAZIONE E1

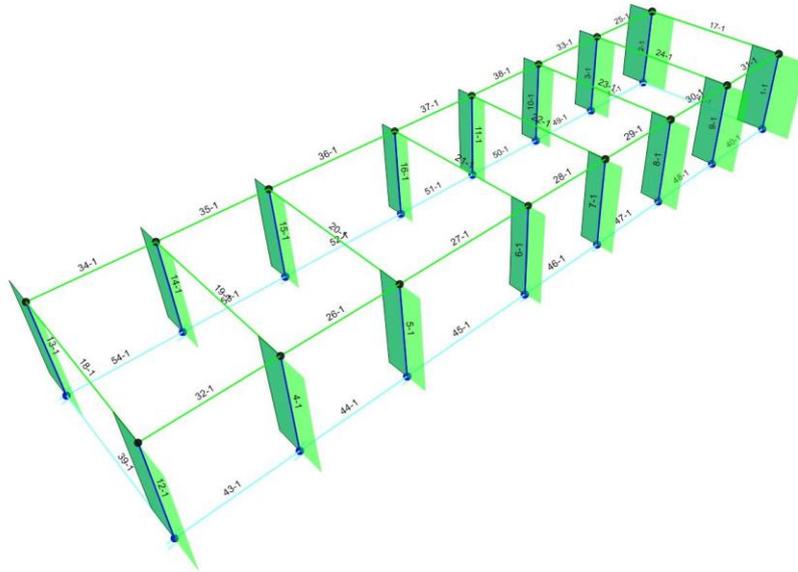


FIGURA 9: TAGLIO S33 COMBINAZIONE E1

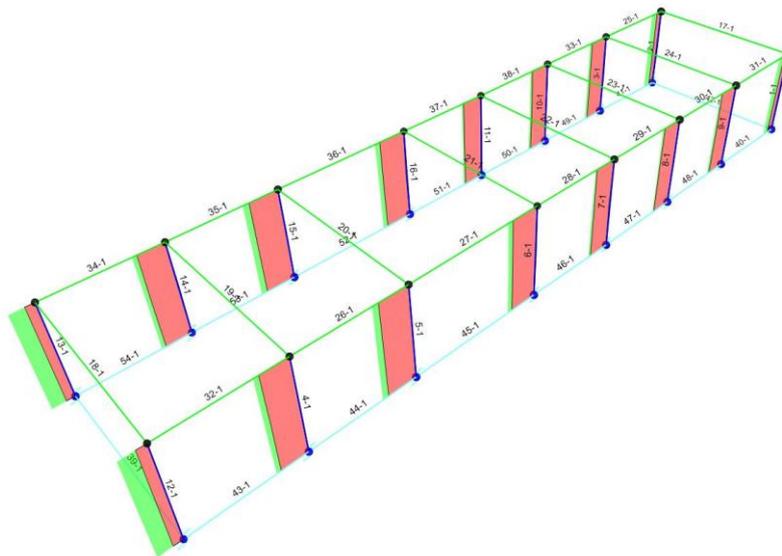


FIGURA 10: SFORZO NORMALE N COMBINAZIONE E1

Combinazione sismica E2

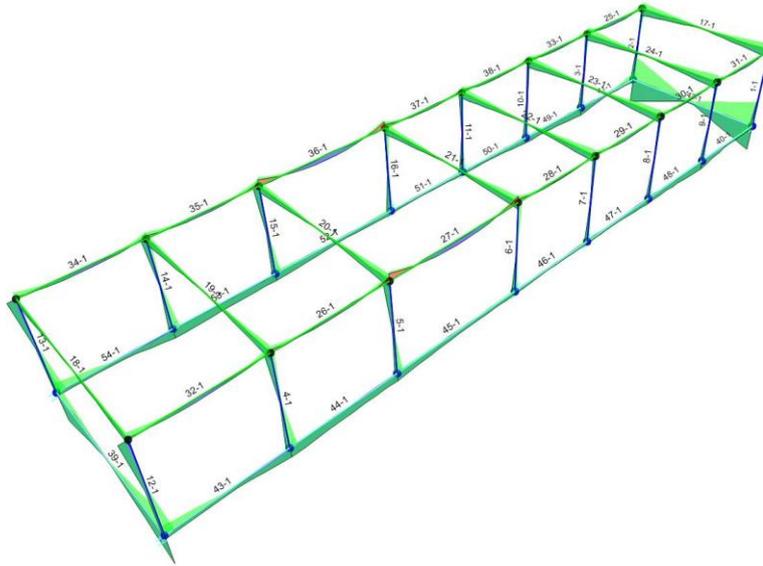


FIGURA 11: MOMENTI M33 COMBINAZIONE E2

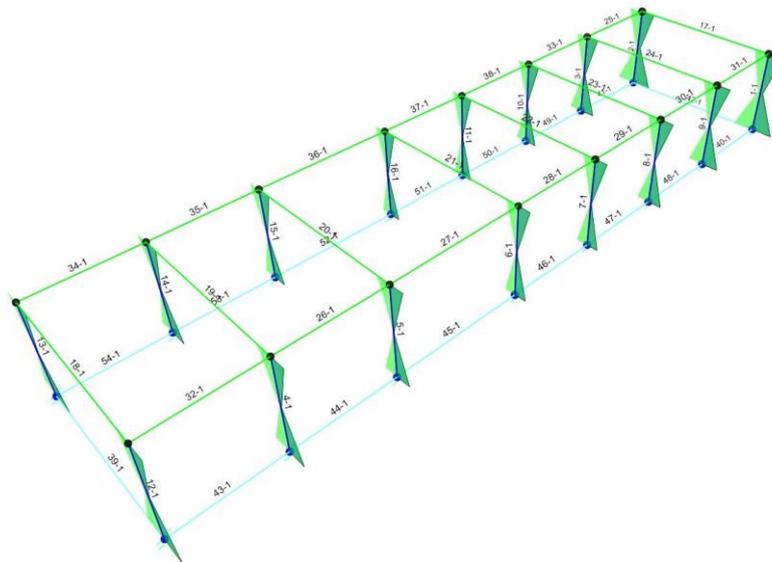


FIGURA 12: MOMENTI M22 COMBINAZIONE E2

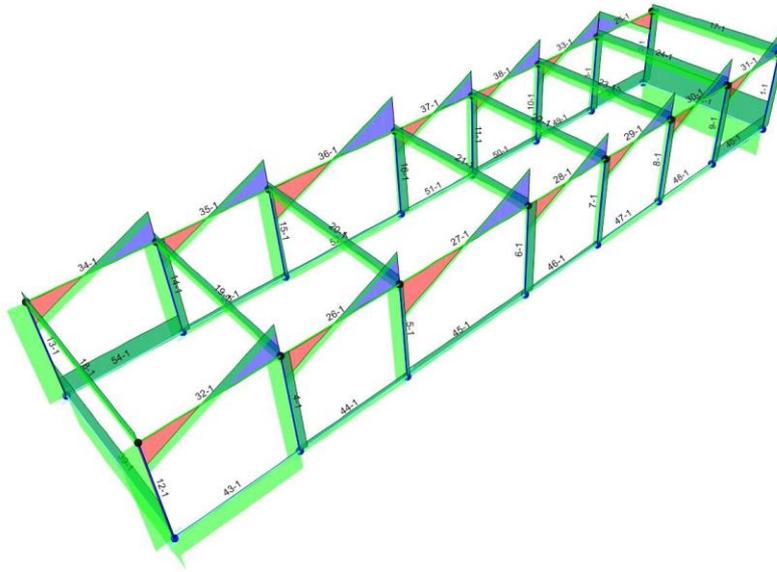


FIGURA 13: TAGLIO S22 COMBINAZIONE E2

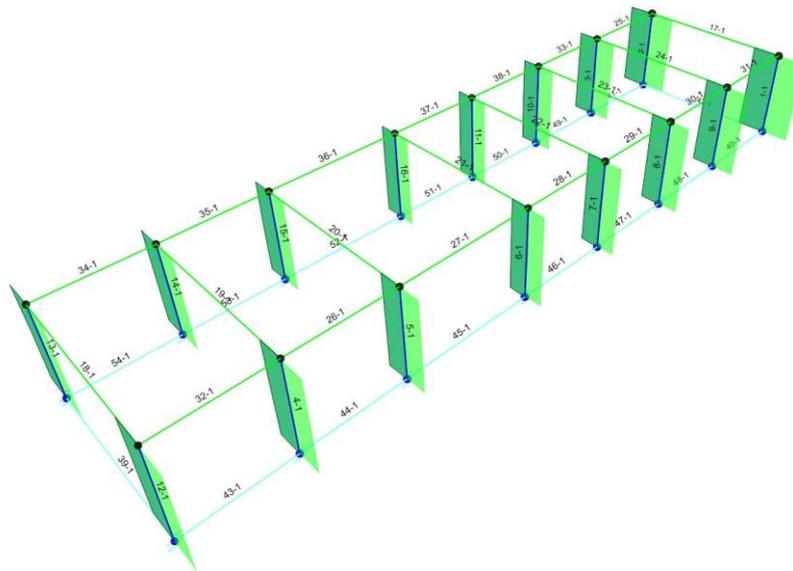


FIGURA 14: TAGLIO S33 COMBINAZIONE E2

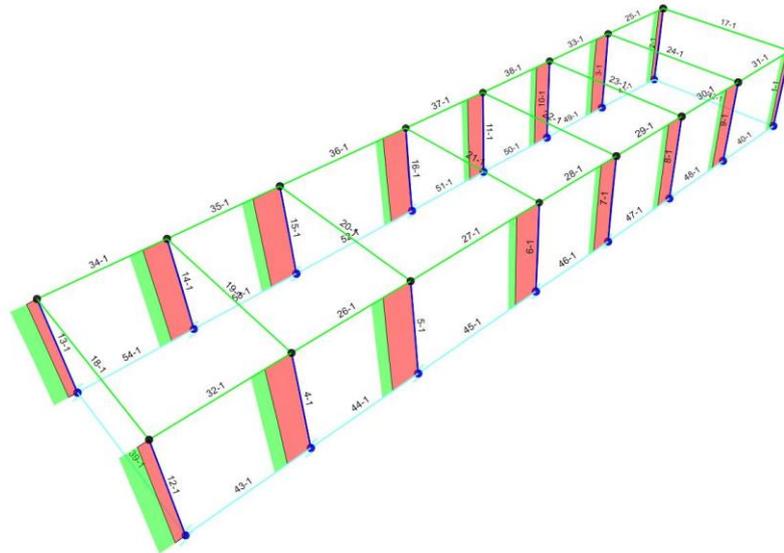


FIGURA 15: SFORZO NORMALE N COMBINAZIONE E2

Verifica Solaio Predalles

Il solaio in lastre predalles è costituito da elementi con interasse 50 cm, spessore dell'anima pari a 10 cm di altezza totale 40 cm (5 cm fondello + 30 cm alleggerimento + 5 cm caldana). I travetti hanno una lunghezza libera di inflessione pari a 6.80 m. Il calcolo delle sollecitazioni viene eseguito ipotizzando un comportamento a semitelaio che fornisce un taglio e momento massimo agli appoggi e in campata pari a:

$$T = ql/2$$

$$M_{\max} = ql^2/12$$

Il carico allo SLU risulta essere pari a 6 kN/m comprensivo di pesi proprio del solaio G1, pesi propri portati G2 e il carico neve. I valori di sollecitazione agente sono riportati di seguito.

$$T = ql/2 = 6 \cdot 6.8 / 2 = 20.40 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = ql^2/12 = 6 \cdot 6.8^2 / 12 = 23.12 \text{ kNm}$$

La sezione viene armata con 2 ϕ 16 inferiormente e superiormente. Il momento massimo resistente di calcolo risulta essere pari a 46.71 kNm e quindi maggiore dell'azione.

Nella parte di interconnessione tra travetti e trave viene predisposta una fascia di getto pieno per contenere le sollecitazioni di taglio. La fascia verrà realizzata andando a rimuovere la prima striscia di materiale di alleggerimento per uno spessore di 25 cm.

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	43 di 60

La resistenza a taglio della sezione così realizzata viene calcolata in accordo con le prescrizioni riportate sulle NTC2018 per gli elementi privi di armatura a taglio.

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

$$B_w = 50 \text{ cm}$$

$$D = 33 \text{ cm}$$

$$K = 1.78$$

$$F_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s1} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.002$$

$$v_{\min} = 0.47 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = \max (69.83 \text{ kN}; 77.48 \text{ kN}) = 77.48 \text{ kN}$$

$V_{Ed} < V_{Rd}$ la verifica risulta soddisfatta.

Oltre la fascia piena il taglio agente risulta pari a:

$$T(25\text{cm}) = 3.15 \cdot 20.4 / 3.4 = 18.90 \text{ kN}$$

La verifica a taglio viene condotta come in precedenza ma considerando le dimensioni del travetto.

$$B_w = 10 \text{ cm}$$

$$D = 33 \text{ cm}$$

$$K = 1.78$$

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	44 di 60

$$F_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{sl} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.012$$

$$v_{min} = 0.47 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = \max(23.88 \text{ kN}; 15.50 \text{ kN}) = 23.88 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad \text{la verifica risulta soddisfatta.}$$

Verifica Pilastrata SLU

Sono stati verificati i pilastri maggiormente sollecitati nelle due direzioni di carico. Per una facile lettura della relazione, sono state isolate le combinazioni con le massime azioni dai tabulati di output di calcolo.

La prima verifica viene fatta considerando la sezione con base 30 cm e altezza 50 cm armata con 3 ϕ 20 inferiormente e 3 ϕ 20 superiormente.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

CLS:	C	32/40
	f_{ck}	32 N/mm ²
	f_{cd}	18.13333 N/mm ²
	f_{ctm}	3.024 N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	2.117 N/mm ²
	$f_{ctk,0.95}$	3.931 N/mm ²
	f_{ctd}	1.411 N/mm ²

ACCIAIO:	f_{yk}	450 N/mm ²
	f_{yd}	391.30 N/mm ²

v_1	=	0.555	Copriferro sup.	=	4	cm
v_2	=	0.388	Copriferro inf.	=	4	cm
μ_{lim}	=	0.31				
ω_{lim}	=	0.41				



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 NT0P 00 D 26 CL FA 00 00 002 A 45 di 60

INPUT		INPUT												
PILASTRO	COMBINAZIONE	Geometria		armatura inferiore			armatura superiore			armatura a taglio				
		B	H	Tondini	As	φeq	(c+φ/2)	Tondini	As	φeq	(c+φ/2)	Tondini	As	Passo
		(m)	(m)	(cm²)	(mm)	(cm)	(cm²)	(mm)	(cm)	(cm²/m)	(cm)			
13	E1-Max	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
6	SLU-0	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
6	E1-Max	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
5	E1 -Min	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
2	E2-Max	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
2	E2-Min	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
1	E2-Max	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
1	E2-Min	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
2	E2-Max	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
2	E2-Min	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
1	E1-Max	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15
5	E1-Min	0.30	0.50	3φ20	9.42	20	5	3φ20	9.42	20	5	2Ø8	6.7	15

PILASTRO	COMBINAZIONE	Sollecitazioni			Verifica a presso-tensoflessione									
		Nsd	Msd	Vsd	Sollecitazioni adimensionali				lembo teso			lembo compr.		
		(KN)	(KNm)	(KN)	μsd	μsd-μlim	ω	Δω	v	As, nec	As, min	As, disp	As, nec	As, disp
13	E1-Max	-29.1	37.5	13.4	0.0393	0.0000	0.0409	0.0000	-0.0107	1.89	2.36	9.42	0.00	9.4
6	SLU-0	-268.1	17.2	-4.1	0.0643	0.0000	0.0684	0.0000	-0.0986	0.00	2.36	9.42	0.00	9.4
6	E1-Max	-117.8	89.1	7.7	0.1023	0.0000	0.1128	0.0000	-0.0433	4.35	2.36	9.42	0.00	9.4
5	E1 -Min	-139.6	-93.4	-9.2	0.1101	0.0000	0.1222	0.0000	-0.0513	4.44	2.36	9.42	0.00	9.4
2	E2-Max	-33.8	59.6	41.6	0.0602	0.0000	0.0639	0.0000	-0.0124	3.22	2.36	9.42	0.00	9.4
2	E2-Min	-78.9	-5.2	-41.6	0.0190	0.0000	0.0194	0.0000	-0.0290	0.00	2.36	9.42	0.00	9.4
1	E2-Max	-33.8	59.6	41.6	0.0603	0.0000	0.0639	0.0000	-0.0124	3.22	2.36	9.42	0.00	9.4
1	E2-Min	-78.9	-5.3	-41.6	0.0191	0.0000	0.0195	0.0000	-0.0290	0.00	2.36	9.42	0.00	9.4
2	E2-Max	-33.8	59.6	41.6	0.0602	0.0000	0.0639	0.0000	-0.0124	3.22	2.36	9.42	0.00	9.4
2	E2-Min	-78.9	-5.2	-41.6	0.0190	0.0000	0.0194	0.0000	-0.0290	0.00	2.36	9.42	0.00	9.4
1	E1-Max	-34.7	90.9	13.5	0.0888	0.0000	0.0967	0.0000	-0.0128	5.25	2.36	9.42	0.00	9.4
5	E1-Min	-139.6	-93.4	-9.2	0.1101	0.0000	0.1222	0.0000	-0.0513	4.44	2.36	9.42	0.00	9.4

PILASTRO	COMBINAZIONE	Verifica a taglio						Risultati verifiche		
		Vrdc	Staffe	θ	Vrdmax	As/s, nec	As/s, disp	Aslt, pflex	Asc, pflex	As/s, disp
		(KN)		(°)	(KN)	(cm²/m)	(cm²/m)			
13	E1-Max	80.0	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
6	SLU-0	112.2	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
6	E1-Max	91.9	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
5	E1 -Min	94.9	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
2	E2-Max	80.6	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
2	E2-Min	86.7	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
1	E2-Max	80.6	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
1	E2-Min	86.7	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
2	E2-Max	80.6	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
2	E2-Min	86.7	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
1	E1-Max	80.7	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si
5	E1-Min	94.9	no	26.6	444.6	0.0	6.7	si	si	si

La verifica nella direzione opposta ha dimensioni invertite per una base di 50 cm e un'altezza di 30 cm. La sezione è armata con 5 φ20 inferiormente e superiormente.

PILASTRO	COMBINAZIONE	Geometria		armatura inferiore				armatura superiore				armatura a taglio		
		B (m)	H (m)	Tondini	As (cm²)	φeq (mm)	(c+φ/2) (cm)	Tondini	As (cm²)	φeq (mm)	(c+φ/2) (cm)	Tondini	As (cm²/m)	Passo (cm)
13	E1-Max	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
6	SLU-0	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
6	E1-Max	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
5	E1 -Min	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
2	E2-Max	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
2	E2-Min	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
1	E2-Max	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
1	E2-Min	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
2	E2-Max	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
2	E2-Min	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
1	E1-Max	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15
5	E1-Min	0.50	0.30	5ø20/ml	15.7	20	5	5ø20/ml	15.70	20	5	2Ø8	6.7	15

PILASTRO	COMBINAZIONE	Sollecitazioni			Verifica a presso-tensoflessione									
		Nsd (KN)	Msd (KNm)	Vsd (KN)	Sollecitazioni adimensionali					lembo teso			lembo compr.	
		μsd	μsd-μlim	ø	Δø	v	As, nec (cm²)	As, min (cm²)	As, disp (cm²)	As, nec (cm²)	As, disp (cm²)			
13	E1-Max	-29.1	31.3	10.4	0.0604	0.0000	0.0640	0.0000	-0.0107	3.09	2.18	15.70	0.00	15.7
6	SLU-0	-268.1	-5.0	12.8	0.0561	0.0000	0.0593	0.0000	-0.0986	0.00	2.18	15.70	0.00	15.7
6	E1-Max	-117.8	14.9	40.9	0.0472	0.0000	0.0494	0.0000	-0.0433	0.35	2.18	15.70	0.00	15.7
5	E1 -Min	-139.6	-18.9	-42.8	0.0580	0.0000	0.0613	0.0000	-0.0513	0.58	2.18	15.70	0.00	15.7
2	E2-Max	-33.8	97.4	28.5	0.1779	0.0000	0.2095	0.0000	-0.0124	11.42	2.18	15.70	0.00	15.7
2	E2-Min	-78.9	-97.4	3.3	0.1858	0.0000	0.2204	0.0000	-0.0290	11.09	2.18	15.70	0.00	15.7
1	E2-Max	-33.8	97.3	28.5	0.1777	0.0000	0.2092	0.0000	-0.0124	11.40	2.18	15.70	0.00	15.7
1	E2-Min	-78.9	-97.3	3.3	0.1856	0.0000	0.2201	0.0000	-0.0290	11.07	2.18	15.70	0.00	15.7
2	E2-Max	-33.8	97.4	28.5	0.1779	0.0000	0.2095	0.0000	-0.0124	11.42	2.18	15.70	0.00	15.7
2	E2-Min	-78.9	-97.4	3.3	0.1858	0.0000	0.2204	0.0000	-0.0290	11.09	2.18	15.70	0.00	15.7
1	E1-Max	-34.7	31.7	40.5	0.0620	0.0000	0.0659	0.0000	-0.0128	3.08	2.18	15.70	0.00	15.7
5	E1-Min	-139.6	-18.9	-42.8	0.0580	0.0000	0.0613	0.0000	-0.0513	0.58	2.18	15.70	0.00	15.7

PILASTRO	COMBINAZIONE	Verifica a taglio						Risultati verifiche		
		Vrdc (KN)	Staffe	θ (°)	Vrdmax (KN)	As/s, nec (cm²/m)	As/s, disp (cm²/m)	Aslt, pflcx	Asic, pflcx	As/s, disp
13	E1-Max	101.0	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
6	SLU-0	130.8	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
6	E1-Max	112.1	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
5	E1 -Min	114.8	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
2	E2-Max	101.6	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
2	E2-Min	107.2	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
1	E2-Max	101.6	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
1	E2-Min	107.2	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
2	E2-Max	101.6	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
2	E2-Min	107.2	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
1	E1-Max	101.7	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si
5	E1-Min	114.8	no	26.6	411.6	0.0	6.7	si	si	si

Verifica Pilastrata SLE

Si riporta nel seguito le verifiche a fessurazione dei pilastri.

**VERIFICA A FESSURAZIONE
COMBINAZIONE DI CARICO QUASI PERMANENTE**

wk, inf = 0.2 mm

wk, sup = 0.2 mm

PILASTRO	COMBINAZIONE	Nk	Mk	MFes	Ast	ϕ_r	$(c+\phi/2)t$	Asc	$(c+\phi/2)c$
		(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm ²)	(mm)	(cm)	(cm ²)	(cm)
13	QP	-84.42	-31.25	59.53115	9.42	20	5	9.42	5
6	QP	-169.65	10.55	67.66955	9.42	20	5	9.42	5
6	QP	-154.76	-22.1	66.24774	9.42	20	5	9.42	5
5	QP	-153.27	25.97	66.10546	9.42	20	5	9.42	5
2	QP	-89.46	34.32	60.0124	9.42	20	5	9.42	5
2	QP	-74.27	-43.11	58.56195	9.42	20	5	9.42	5
1	QP	-89.43	34.22	60.00954	9.42	20	5	9.42	5
1	QP	-74.24	43.07	58.55908	9.42	20	5	9.42	5
14	QP	-141.39	-13.72	64.97107	9.42	20	5	9.42	5
14	QP	-126.2	8.14	63.52061	9.42	20	5	9.42	5
9	QP	-163.91	4	67.12145	9.42	20	5	9.42	5
5	QP	-168.45	-16.4	67.55496	9.42	20	5	9.42	5

PILASTRO	COMBINAZIONE	X	σ_s	σ_{sr}	K2	ρ_r	β_1	β_2	srm	esm	wk	Verifica
		(cm)	(N/mm ²)						(mm)		(mm)	fess.
13	QP	22.15304	44.12381	116.987	0.775559	0.02512	1	0.5	173.4967	0	0	si
6	QP	50	-6.83789	100.9047	0.5	0.02512	1	0.5	129.6178	0	0	si
6	QP	39.31296	4.848736	103.4953	0.5	0.02512	1	0.5	129.6178	0	0	si
5	QP	34.91897	10.98784	103.7595	0.585572	0.02512	1	0.5	143.2439	0	0	si
2	QP	21.82502	49.77575	115.95	0.778172	0.02512	1	0.5	173.9127	0	0	si
2	QP	18.95636	78.79451	119.1088	0.79867	0.02512	1	0.5	177.1768	0	0	si
1	QP	21.84821	49.53683	115.9562	0.777989	0.02512	1	0.5	173.8836	0	0	si
1	QP	18.95913	78.70407	119.1152	0.798653	0.02512	1	0.5	177.174	0	0	si
14	QP	49.59601	-2.22304	105.899	0.5	0.02512	1	0.5	129.6178	0	0	si
14	QP	50	-4.88073	108.7205	0.5	0.02512	1	0.5	129.6178	0	0	si
9	QP	50	-10.9725	101.8927	0.5	0.02512	1	0.5	129.6178	0	0	si
5	QP	49.51251	-2.60918	101.1102	0.5	0.02512	1	0.5	129.6178	0	0	si

**VERIFICA A FESSURAZIONE
COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE**

$$w_{k, inf} = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_{k, sup} = 0.3 \text{ mm}$$

PILASTRO	COMBINAZIONE	Nk	Mk	MFes	Ast	$\phi\tau$	$(c+\phi/2)t$	Asc	$(c+\phi/2)c$	X
		(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm ²)	(mm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)
13	FR	-84.41	-31.25	59.53	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	22.15
6	FR	-169.95	10.56	67.70	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	50.00
6	FR	-174.83	10.89	68.16	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	50.00
5	FR	-158.10	26.83	66.57	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	34.88
2	FR	-76.40	-44.52	58.77	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	18.94
2	FR	-91.59	35.35	60.22	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	21.77
1	FR	-91.56	35.25	60.21	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	21.79
1	FR	-76.37	-44.47	58.76	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	18.94
14	FR	-145.32	-14.14	65.35	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	49.53
14	FR	-130.13	8.38	63.90	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	50.00
9	FR	-155.58	11.59	66.33	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	50.00
5	FR	-158.10	26.84	66.57	9.42	20.00	5.00	9.42	5.00	34.87

PILASTRO	COMBINAZIONE	σ_s	σ_{sr}	K2	ρ_r	β_1	β_2	srm	esm	wk	Verifica
		(N/mm ²)						(mm)		(mm)	fess.
13	FR	44.1	117.0	0.78	0.03	1.00	0.50	173.5	0.00	0.000	si
6	FR	-6.9	100.9	0.50	0.03	1.00	0.50	129.6	0.00	0.000	si
6	FR	-7.0	100.0	0.50	0.03	1.00	0.50	129.6	0.00	0.000	si
5	FR	11.4	102.9	0.59	0.03	1.00	0.50	143.4	0.00	0.000	si
2	FR	81.5	118.7	0.80	0.03	1.00	0.50	177.2	0.00	0.000	si
2	FR	51.5	115.5	0.78	0.03	1.00	0.50	174.0	0.00	0.000	si
1	FR	51.3	115.5	0.78	0.03	1.00	0.50	174.0	0.00	0.000	si
1	FR	81.4	118.7	0.80	0.03	1.00	0.50	177.2	0.00	0.000	si
14	FR	-2.3	105.2	0.50	0.03	1.00	0.50	129.6	0.00	0.000	si
14	FR	-5.0	108.0	0.50	0.03	1.00	0.50	129.6	0.00	0.000	si
9	FR	-4.9	103.4	0.50	0.03	1.00	0.50	129.6	0.00	0.000	si
5	FR	11.4	102.9	0.59	0.03	1.00	0.50	143.4	0.00	0.000	si

Verifica Travata di solaio SLU

Le travi di solaio analizzate con momento sollecitante in direzione Y hanno dimensione di base 40 cm e altezza 30 cm e sono armate con 2 ϕ 16 inferiormente e superiormente.



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NT0P 00 D 26 CL FA 00 00 002 A 49 di 60

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS: C 32/40
 $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
 $f_{cd} = 18.13333 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 3.024 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk,0.05} = 2.117 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk,0.95} = 3.931 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctd} = 1.411 \text{ N/mm}^2$

ACCIAIO: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$

$v_1 = 0.555$ Copriferro sup. = 4 cm
 $v_2 = 0.388$ Copriferro inf. = 4 cm
 $\mu_{lim} = 0.31$
 $\omega_{lim} = 0.41$

TRAVE	COMBINAZIONE	Geometria		armatura inferiore				armatura superiore				armatura a taglio		
		B (m)	H (m)	Tondini	As (cm ²)	ϕ_{eq} (mm)	(c+ ϕ /2) (cm)	Tondini	As (cm ²)	ϕ_{eq} (mm)	(c+ ϕ /2) (cm)	Tondini	As (cm ² /m)	Passo (cm)
25	SLU-0	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
25	SLU-0	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
36	SLU-0	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
27	SLU-0	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
30	E2-Max	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
26	E2-Min	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
25	E2-Max	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
25	E2-Min	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
26	E2-Max	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
26	E2-Min	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
36	SLU-0	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
27	SLU-0	0.40	0.30	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 16	4.02	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15

TRAVE	COMBINAZIONE	Sollecitazioni			Verifica a presso-tensoflessione									
		Nsd (KN)	Msd (KNm)	Vsd (KN)	Sollecitazioni adimensionali				lembo teso			lembo compr.		
		μ_{sd}	$\mu_{sd}-\mu_{lim}$	ω	$\Delta\omega$	v	As_nec (cm ²)	As_min (cm ²)	As_disp (cm ²)	As_nec (cm ²)	As_disp (cm ²)			
25	SLU-0	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
25	SLU-0	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
36	SLU-0	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
27	SLU-0	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
30	E2-Max	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
26	E2-Min	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
25	E2-Max	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
25	E2-Min	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
26	E2-Max	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
26	E2-Min	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
36	SLU-0	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
27	SLU-0	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 NT0P 00 D 26 CL FA 00 00 002 A 50 di 60

TRAVE	COMBINAZIONE	Verifica a taglio						Risultati verifiche		
		Vrdc (KN)	Staffe	θ (°)	Vrdmax (KN)	As/s, nec (cm ² /m)	As/s, disp (cm ² /m)	Asit, pftex	Asc, pftex	As/s, disp
25	SLU-0	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
25	SLU-0	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
36	SLU-0	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
27	SLU-0	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
30	E2-Max	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
26	E2-Min	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
25	E2-Max	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
25	E2-Min	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
26	E2-Max	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
26	E2-Min	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
36	SLU-0	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si
27	SLU-0	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	si	si	si

Le travi di solaio analizzate con momento sollecitante in direzione X hanno dimensione di base 30 cm e altezza 40 cm e sono armate con 3 ϕ 20 inferiormente e 4 ϕ 20 superiormente.

TRAVE	COMBINAZIONE	Geometria		armatura inferiore				armatura superiore				armatura a taglio		
		B (m)	H (m)	Tondini	As (cm ²)	ϕ_{eq} (mm)	(c+ ϕ /2) (cm)	Tondini	As (cm ²)	ϕ_{eq} (mm)	(c+ ϕ /2) (cm)	Tondini	As (cm ² /m)	Passo (cm)
25	SLU-0	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
25	SLU-0	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
36	SLU-0	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
27	SLU-0	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
30	E2-Max	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
26	E2-Min	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
25	E2-Max	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
25	E2-Min	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
26	E2-Max	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
26	E2-Min	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
36	SLU-0	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15
27	SLU-0	0.30	0.40	3 ϕ 20	9.42	20	5	4 ϕ 20	12.56	20	5	2 ϕ 8	6.7	15

TRAVE	COMBINAZIONE	Sollecitazioni			Verifica a presso-tensoflessione									
		Nsd (KN)	Msd (KNm)	Vsd (KN)	Sollecitazioni adimensionali					lembo teso			lembo compr.	
		μ sd	μ sd- μ lim	ω	$\Delta\omega$	v	As, nec (cm ²)	As, min (cm ²)	As, disp (cm ²)	As, nec (cm ²)	As, disp (cm ²)			
25	SLU-0	0.0	-69.8	-103.4	0.1048	0.0000	0.1157	0.0000	0.0000	5.63	1.83	12.56	0.00	9.4
25	SLU-0	0.0	-69.8	-103.4	0.1048	0.0000	0.1157	0.0000	0.0000	5.63	1.83	12.56	0.00	9.4
36	SLU-0	0.0	-118.3	132.1	0.1775	0.0000	0.2090	0.0000	0.0000	10.17	1.83	12.56	0.00	9.4
27	SLU-0	0.0	-119.4	-132.5	0.1792	0.0000	0.2113	0.0000	0.0000	10.28	1.83	12.56	0.00	9.4
30	E2-Max	0.0	-20.0	-45.1	0.0300	0.0000	0.0309	0.0000	0.0000	1.50	1.83	12.56	0.00	9.4
26	E2-Min	0.0	-51.1	-59.1	0.0767	0.0000	0.0826	0.0000	0.0000	4.02	1.83	12.56	0.00	9.4
25	E2-Max	0.0	-18.9	-48.7	0.0284	0.0000	0.0292	0.0000	0.0000	1.42	1.83	12.56	0.00	9.4
25	E2-Min	0.0	-55.3	-64.0	0.0830	0.0000	0.0899	0.0000	0.0000	4.37	1.83	12.56	0.00	9.4
26	E2-Max	0.0	-28.1	61.6	0.0422	0.0000	0.0440	0.0000	0.0000	2.14	1.83	12.56	0.00	9.4
26	E2-Min	0.0	-57.3	48.1	0.0860	0.0000	0.0934	0.0000	0.0000	4.54	1.83	12.56	0.00	9.4
36	SLU-0	0.0	69.7	-0.2	0.1046	0.0000	0.1155	0.0000	0.0000	5.62	1.83	9.42	0.00	12.6
27	SLU-0	0.0	-119.4	-132.5	0.1792	0.0000	0.2113	0.0000	0.0000	10.28	1.83	12.56	0.00	9.4

TRAVE	COMBINAZIONE	Verifica a taglio						Risultati verifiche		
		Vrdc (KN)	Staffe	θ (°)	Vrdmax (KN)	As/s, nec (cm ² /m)	As/s, disp (cm ² /m)	Asit, pftex	Asic, pftex	As/s, disp
25	SLU-0	74.6	SI	26.6	345.8	4.2	6.7	si	si	si
25	SLU-0	74.6	SI	26.6	345.8	4.2	6.7	si	si	si
36	SLU-0	74.6	SI	26.6	345.8	5.4	6.7	si	si	si
27	SLU-0	74.6	SI	26.6	345.8	5.4	6.7	si	si	si
30	E2-Max	74.6	no	26.6	345.8	0.0	6.7	si	si	si
26	E2-Min	74.6	no	26.6	345.8	0.0	6.7	si	si	si
25	E2-Max	74.6	no	26.6	345.8	0.0	6.7	si	si	si
25	E2-Min	74.6	no	26.6	345.8	0.0	6.7	si	si	si
26	E2-Max	74.6	no	26.6	345.8	0.0	6.7	si	si	si
26	E2-Min	74.6	no	26.6	345.8	0.0	6.7	si	si	si
36	SLU-0	67.7	no	26.6	345.8	0.0	6.7	si	si	si
27	SLU-0	74.6	SI	26.6	345.8	5.4	6.7	si	si	si

Verifica Travata di solaio SLE

**VERIFICA A FESSURAZIONE
COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE**

$$w_{k, inf} = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_{k, sup} = 0.3 \text{ mm}$$

TRAVE	COMBINAZIONE	Nk	Mk	MFes	Ast	ϕr	(c+ ϕ /2)t	Asc	(c+ ϕ /2)c	X
		(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm ²)	(mm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)
25	FR	0.00	-44.52	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
25	FR	0.00	27.90	36.19	9.42	20.00	5.00	12.56	5.00	11.67
36	FR	0.00	-75.85	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
27	FR	0.00	-75.86	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
30	FR	0.00	-48.71	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
26	FR	0.00	-49.03	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
25	FR	0.00	-43.95	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
25	FR	0.00	27.84	36.19	9.42	20.00	5.00	12.56	5.00	11.67
26	FR	0.00	18.34	36.19	9.42	20.00	5.00	12.56	5.00	11.67
26	FR	0.00	-43.37	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
36	FR	0.00	-75.13	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
27	FR	0.00	44.27	36.19	9.42	20.00	5.00	12.56	5.00	11.67

TRAVE	COMBINAZIONE	σ_s	σ_r	K2	ρ_r	β_1	β_2	srm	ϵ_{sm}	wk	Verifica
		(N/mm ²)						(mm)		(mm)	fess.
25	FR	116.9	95.1	0.76	0.03	1.00	0.50	141.1	0.00	0.094	si
25	FR	96.5	125.2	0.78	0.03	1.00	0.50	174.1	0.00	0.023	si
36	FR	199.2	95.1	0.76	0.03	1.00	0.50	141.1	0.00	0.212	si
27	FR	199.3	95.1	0.76	0.03	1.00	0.50	141.1	0.00	0.212	si
30	FR	127.9	95.1	0.76	0.03	1.00	0.50	141.1	0.00	0.111	si
26	FR	128.8	95.1	0.76	0.03	1.00	0.50	141.1	0.00	0.112	si
25	FR	115.4	95.1	0.76	0.03	1.00	0.50	141.1	0.00	0.092	si
25	FR	96.3	125.2	0.78	0.03	1.00	0.50	174.1	0.00	0.022	si
26	FR	63.4	125.2	0.78	0.03	1.00	0.50	174.1	0.00	0.000	si
26	FR	113.9	95.1	0.76	0.03	1.00	0.50	141.1	0.00	0.089	si
36	FR	197.3	95.1	0.76	0.03	1.00	0.50	141.1	0.00	0.209	si
27	FR	153.1	125.2	0.78	0.03	1.00	0.50	174.1	0.00	0.151	si

**VERIFICA A FESSURAZIONE
COMBINAZIONE DI CARICO QUASI PERMANENTE**

$$w_{k, inf} = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_{k, sup} = 0.2 \text{ mm}$$

TRAVE	COMBINAZIONE	Nk	Mk	MFes	Ast	$\phi\tau$	(c+ ϕ /2)t	Asc	(c+ ϕ /2)c	X
		(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm ²)	(mm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)
25	QP	0.00	-43.11	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
25	QP	0.00	-42.45	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
36	QP	0.00	-71.18	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
27	QP	0.00	-71.93	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
30	QP	0.00	-37.43	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
26	QP	0.00	-47.12	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
25	QP	0.00	-43.11	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
25	QP	0.00	-42.35	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
26	QP	0.00	-41.95	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
26	QP	0.00	-47.41	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
36	QP	0.00	-72.03	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66
27	QP	0.00	-70.57	36.19	12.56	20.00	5.00	9.42	5.00	13.66

TRAVE	COMBINAZIONE	σ_s	σ_{sr}	K2	ρ_r	β_1	β_2	srm	esm	wk	Verifica
		(N/mm ²)						(mm)		(mm)	fess.
25	QP	113.24	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.088	si
25	QP	111.50	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.085	si
36	QP	186.97	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.195	si
27	QP	188.94	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.198	si
30	QP	98.32	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.063	si
26	QP	123.77	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.105	si
25	QP	113.24	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.088	si
25	QP	111.24	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.085	si
26	QP	110.19	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.083	si
26	QP	124.53	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.106	si
36	QP	189.20	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.198	si
27	QP	185.36	95.07	0.76	0.03	1.00	0.50	141.09	0.00	0.193	si

Verifica Travate di bordo SLU

Verifica delle travi di bordo maggiormente sollecitate armate con 3 ϕ 16 al lembo superiore e inferiore.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS: C 32/40
 $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
 $f_{cd} = 18.13333 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 3.024 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk,0.05} = 2.117 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk,0.95} = 3.931 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctd} = 1.411 \text{ N/mm}^2$

ACCIAIO: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
 $v1 = 0.555$ Copriferro sup. = 4 cm
 $v2 = 0.388$ Copriferro inf. = 4 cm
 $\mu_{lim} = 0.31$
 $\omega_{lim} = 0.41$

TRAVE	COMBINAZIONE	Geometria		armatura inferiore			armatura superiore			armatura a taglio				
		B (m)	H (m)	Tondini	As (cm ²)	ϕ_{eq} (mm)	(c+ $\phi/2$) (cm)	Tondini	As (cm ²)	ϕ_{eq} (mm)	(c+ $\phi/2$) (cm)	Tondini	As (cm ² /m)	Passo (cm)
17	SLU-0	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	SLU-0	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	E2-Max	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	E2-Min	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	E1-Max	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	E1-Min	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
18	E2-Max	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
18	E2-Min	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	E1-Max	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	E1-Min	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	E2-Max	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15
17	E2-Min	0.30	0.40	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	3 ϕ 16	6.03	16	4.8	2 ϕ 8	6.7	15

TRAVE	COMBINAZIONE	Sollecitazioni			Verifica a presso-tensoflessione									
		Nsd (KN)	Msd (KNm)	Vsd (KN)	Sollecitazioni adimensionali			lembo teso			lembo compr.			
		μ_{sd}	$\mu_{sd}-\mu_{lim}$	ω	$\Delta\omega$	v	As, nec (cm ²)	As, min (cm ²)	As, disp (cm ²)	As, nec (cm ²)	As, disp (cm ²)			
17	SLU-0	0.0	-12.1	-13.8	0.0179	0.0000	0.0182	0.0000	0.0000	0.89	1.84	6.03	0.00	6.0
17	SLU-0	0.0	-12.1	-13.8	0.0179	0.0000	0.0182	0.0000	0.0000	0.89	1.84	6.03	0.00	6.0
17	E2-Max	0.0	69.6	19.6	0.1032	0.0000	0.1139	0.0000	0.0000	5.57	1.84	6.03	0.00	6.0
17	E2-Min	0.0	-69.6	-19.6	0.1032	0.0000	0.1139	0.0000	0.0000	5.57	1.84	6.03	0.00	6.0
17	E1-Max	0.0	22.6	6.4	0.0335	0.0000	0.0347	0.0000	0.0000	1.70	1.84	6.03	0.00	6.0
17	E1-Min	0.0	-22.6	-6.4	0.0335	0.0000	0.0347	0.0000	0.0000	1.70	1.84	6.03	0.00	6.0
18	E2-Max	0.0	68.7	19.4	0.1020	0.0000	0.1123	0.0000	0.0000	5.50	1.84	6.03	0.00	6.0
18	E2-Min	0.0	-68.7	-19.4	0.1020	0.0000	0.1123	0.0000	0.0000	5.50	1.84	6.03	0.00	6.0
17	E1-Max	0.0	22.6	6.4	0.0335	0.0000	0.0347	0.0000	0.0000	1.70	1.84	6.03	0.00	6.0
17	E1-Min	0.0	-22.6	-6.4	0.0335	0.0000	0.0347	0.0000	0.0000	1.70	1.84	6.03	0.00	6.0
17	E2-Max	0.0	69.6	19.6	0.1032	0.0000	0.1139	0.0000	0.0000	5.57	1.84	6.03	0.00	6.0
17	E2-Min	0.0	-69.6	-19.6	0.1032	0.0000	0.1139	0.0000	0.0000	5.57	1.84	6.03	0.00	6.0

TRAVE	COMBINAZIONE	Verifica a taglio					Risultati verifiche			
		Vrdc (KN)	Staffe	θ (°)	Vrdmax (KN)	As/s, nec (cm ² /m)	As/s, disp (cm ² /m)	Asit, pflex	Asic, pflex	As/s, disp
17	SLU-0	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	SLU-0	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	E2-Max	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	E2-Min	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	E1-Max	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	E1-Min	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
18	E2-Max	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
18	E2-Min	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	E1-Max	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	E1-Min	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	E2-Max	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si
17	E2-Min	58.5	no	26.6	347.8	0.0	6.7	si	si	si



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO PGE4

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 002	A	54 di 60

Verifica delle travi di bordo maggiormente sollecitate armate con 2φ16 al lembo superiore e inferiore.

TRAVE	COMBINAZIONE	Geometria		armatura inferiore				armatura superiore				armatura a taglio		
		B (m)	H (m)	Tondini	As (cm²)	φeq (mm)	(c+φ/2) (cm)	Tondini	As (cm²)	φeq (mm)	(c+φ/2) (cm)	Tondini	As (cm²/m)	Passo (cm)
17	SLU-0	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	SLU-0	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	E2-Max	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	E2-Min	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	E1-Max	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	E1-Min	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
18	E2-Max	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
18	E2-Min	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	E1-Max	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	E1-Min	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	E2-Max	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15
17	E2-Min	0.40	0.30	2φ16	4.02	16	4.8	2φ16	4.02	16	4.8	2Ø8	6.7	15

TRAVE	COMBINAZIONE	Sollecitazioni			Verifica a presso-tensoflessione									
		Nsd (KN)	Msd (KNm)	Vsd (KN)	Sollecitazioni adimensionali					lembo teso			lembo compr.	
				μsd	μsd-μlim	ω	Δω	v	As_nec (cm²)	As_min (cm²)	As_disp (cm²)	As_nec (cm²)	As_disp (cm²)	
17	SLU-0	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	SLU-0	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	E2-Max	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	E2-Min	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	E1-Max	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	E1-Min	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
18	E2-Max	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
18	E2-Min	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	E1-Max	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	E1-Min	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	E2-Max	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0
17	E2-Min	0.0	0.0	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	1.76	4.02	0.00	4.0

TRAVE	COMBINAZIONE	Verifica a taglio						Risultati verifiche		
		Vrdc (KN)	Staffe	θ (°)	Vrdmax (KN)	As/s_nec (cm²/m)	As/s_disp (cm²/m)	Aslt_pflex	Asic_pflex	As/s_disp
17	SLU-0	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	SLU-0	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	E2-Max	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	E2-Min	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	E1-Max	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	E1-Min	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
18	E2-Max	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
18	E2-Min	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	E1-Max	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	E1-Min	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	E2-Max	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì
17	E2-Min	53.4	no	26.6	331.9	0.0	6.7	sì	sì	sì

Verifica Travate di Fondazione SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: _____

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	150	50	1	21.99	5
2	50	50	2	22.62	95

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -784.6 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 46.25 ‰
 d 95 cm
 x 6.684 x/d 0.07036
 δ 0.7

Verifica C.A. S.L.U. - File: _____

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	150	50	1	21.99	5
2	50	50	2	22.62	95

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

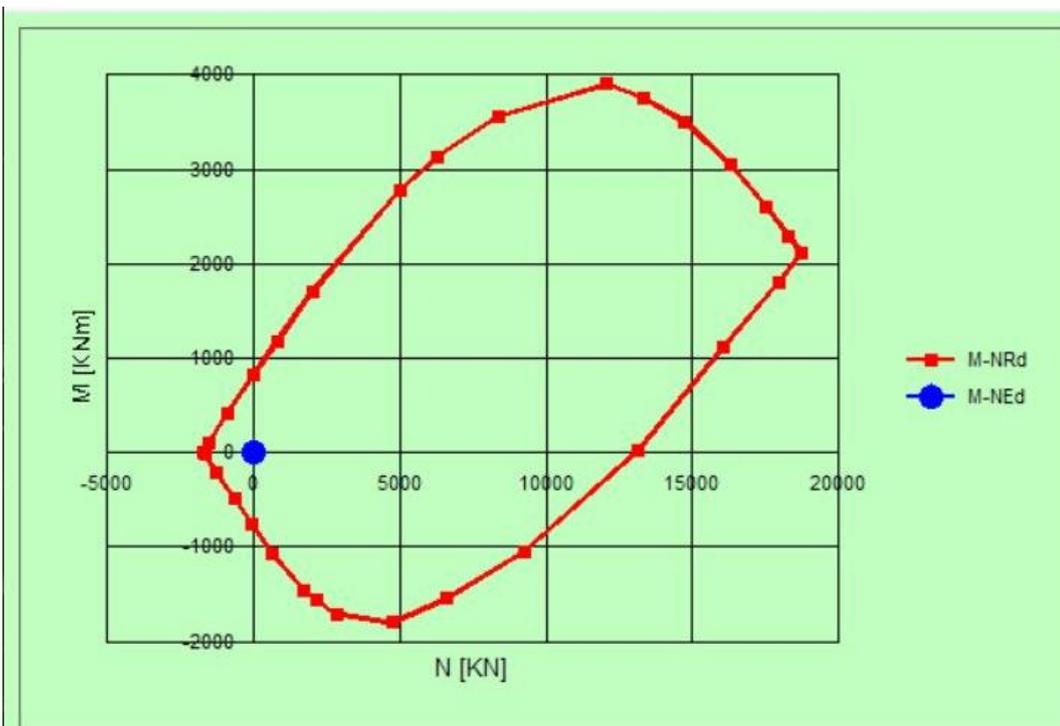
Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 826.1 kNm
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 67.08 ‰
d 95 cm
x 4.711 x/d 0.04959
δ 0.7



Verifica Geotecnica Travata di Fondazione

Viene eseguita la verifica a capacità portante della trave di fondazione a T rovescia in condizioni statiche e sismiche trattando l'apparato fondazione come una fondazione nastriforme caricata da sforzo normale, taglio e momento nelle diverse direzioni.

Il terreno di fondazione interessato dall'analisi è quello riportato nella sezione "Caratteristiche dei materiali – Terreno di fondazione" le cui principali caratteristiche fisico meccaniche sono riportate di seguito.

- **Terreno A:** Terreno di riporto di spessore variabile da 1÷4 m. Materiale di riporto superficiale molto eterogeneo, costituito da livelli di materiale incoerente con notevole frazione grossolana e livelli di materiale fine coesivo plastico.
 - peso dell'unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
 - angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 33^\circ$
 - modulo di Young $E = 15 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$

La verifica è stata condotta applicando l'approccio 2 di Normativa (A1+M1+R3).

CONDIZIONE STATICA

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Condizione di verifica:

STATICA

AZIONI	A	
γ_{G1}	1.30	0.90
γ_{G2}	1.50	0.80
γ_{Qk}	1.50	0.00

GEOTECNICA	M
$\text{Tan}(\varphi')_{,k}$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$cu_{,k}$	1.00
$\Upsilon_{,k}$	1.00

RESISTENZE	R
capacità portante	2.30
scorrimento	1.10

2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito
coesione

P.S. terreno sopra il piano di posa.

P.S. terreno sotto il piano di posa.

P.S. terreno sopra il piano di posa.

P.S. terreno sotto il piano di posa.

inclinazione piano campagna

Profondità della curva di scorrimento

φ',d	33.00 °
c',d	0.00 kPa
$\gamma'f,sopra,d$	19.0 kN/m ³
$\gamma'f,sotto,d$	19.0 kN/m ³
$\gamma'f,medio$	19.0 kN/m ³
α	0.00 °
ω	0.00 °
H _{scor.}	2.87 m

Base

Lunghezza

Base ridotta

Lung. Ridotta

Altezza zattera

Affondamento

Altezza magrone

B	1.50 m
L	1.00 m
B*	1.56 m
L*	0.81 m
H	1.00 m
D	0.50 m
Hm	0.10 m

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N _y	24.44	secondo Hansen, 1970
N _c	38.64	Secondo Vesic (1970)
N _q	26.09	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S _y	1.000
S _c	1.000
S _q	1.000

Coefficienti di profondità	
d _y	1.000
d _c	1.000
d _q	1.000

Coefficienti di Inclinazione del carico	
i _y	0.887
i _c	0.925
i _q	0.928
mb	1.343
ml	1.657
m	1.628
θ	-17.74 °

Coefficienti di Inclinazione del piano campagna	
b _y	1.000
b _c	1.000
b _q	1.000

Coefficienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	
g _y	1.000
g _c	1.000
g _q	1.000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
ψ _y	1.000
ψ _c	1.000
ψ _q	1.000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
z _y	1.000
z _c	1.000
z _q	1.000

5 REGOLA DI MEYERHOF

e _b	-0.03 m
B*	1.56 m

e _L	0.09 m
L*	0.81 m

6 CARICO LIMITE

q _{lim}	550.8	[kN/m ²]
------------------	-------	----------------------

Q _{lim}	698.7	[kN]
------------------	-------	------

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

E_d	176.0	[kN]	E_d ≤ R_d	verificato
R_d	303.8	[kN]		
e_d	138.7	[kPa]		
r_d	239.5	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	7.9	[kN]	E_d ≤ R_d	verificato
R_d	8.7	[kN]		

CONDIZIONE SISMICA

1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
γ_{G1}	1.00
γ_{G2}	1.00
γ_{Qk}	1.00

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi) \cdot k$	1.00
$c' \cdot k$	1.00
$c_{u,k}$	1.00
$\gamma \cdot k$	1.00

RESISTENZE	R
capacità portante	2.30
scorrimento	1.10

Accelerazione massima su suolo rigido

Coefficiente di amplificazione spettrale

Periodo di inizio tratto a velocità costante

Categoria di sottosuolo

Categoria topografica

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione

Coefficiente sismico orizzontale

Coefficiente sismico verticale

a_g	0.783 m/s ²
F_0	2.868
T_c^*	0.290 s
	C
	T1
β_m	0.380
K_h	0.046
K_v	0.023

2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito

coesione

P.S. terreno sopra il piano di posa.

P.S. terreno sotto il piano di posa.

P.S. terreno sopra il piano di posa.

P.S. terreno sotto il piano di posa.

inclinazione piano campagna

Profondità della curva di scorrimento

$\varphi'_{,d}$	33.00 °
$c'_{,d}$	0.00 kPa
γ'_{soprad}	19.0 kN/m ³
$\gamma'_{sotto,d}$	19.0 kN/m ³
$\gamma'_{medio,d}$	19.0 kN/m ³
α	0.00 °
ω	0.00 °
H _{scor.}	2.65 m

Base

Lunghezza

Base ridotta

Lung. Ridotta

Altezza zattera

Affondamento

Altezza magrone

B	1.50 m
L	1.00 m
B*	1.44 m
L*	0.71 m
H	1.00 m
D	0.50 m
Hm	0.10 m

Carico verticale

Carico Orizzontale

Momento Sollecitante b

Momento Sollecitante l

Taglio Sismico

$V_{,d}$	127.0 kN
$H_{,d}$	11.0 kN
$Mb_{,d}$	4.0 kNm
$ML_{,d}$	18.3 kNm
H_s	5.8 kN

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_y	24.44	secondo Hansen, 1970
N_c	38.64	Secondo Vesic (1970)
N_q	26.09	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S_y	1.000
S_c	1.000
S_q	1.000

Coefficienti di profondità	
d_y	1.000
d_c	1.000
d_q	1.000

Coefficienti di inclinazione del carico	
i_y	0.787
i_c	0.856
i_q	0.862
mb	1.331
ml	1.669
m	1.637
θ	-17.74 °

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
b_y	1.000
b_c	1.000
b_q	1.000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
g_y	1.000
g_c	1.000
g_q	1.000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
ψ_y	1.000
ψ_c	1.000
ψ_q	1.000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
z_y	0.975
z_c	0.985
z_q	0.975

5 REGOLA DI MEYERHOF

e_b	0.03 m
B^*	1.44 m

e_L	0.14 m
L^*	0.71 m

6 CARICO LIMITE

q_{lim}	464.2	[kN/m ²]
-----------	-------	----------------------

Q_{lim}	475.1	[kN]
-----------	-------	------

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

E_d	132.0	[kN]
R_d	260.0	[kN]
e_d	127.7	[kPa]
r_d	251.7	[kPa]

$$E_d \leq R_d$$

verificato

1.97

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	11.3	[kN]
R_d	11.4	[kN]

$$E_d \leq R_d$$

verificato

1.02