

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. TECNOLOGIE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA

RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI

LOTTO 2 - TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI

SSE MANOPPELLO

Relazione di calcolo delle strutture del fabbricato

SCALA:

-

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

IA4S 02 D 18 CL FA2400 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	M. Brandimarte 	Giugno 2019	G. Passaro 	Giugno 2019	T. Paolletti 	Giugno 2019	G. Guidi Bufferini Giugno 2019 ITALFERR S.p.A. U.O. TECNOLOGIE CENTRO Ing. Guido Buffarini Ordine Ingegneri Provincia di Roma n° 17812

File: IA4S02D18CLFA2400001A.doc

n. Elab.: 24-54

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	5
3	DOCUMENTI CORRELATI	7
4	NORMI DI RIFERIMENTO	8
4.1	LEGISLAZIONE	8
4.2	ISTRUZIONI TECNICHE	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
5.1	OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO	9
5.1.1	<i>Magroni</i>	9
5.1.2	<i>Struttura in fondazione</i>	9
5.1.3	<i>Struttura in elevazione</i>	10
5.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO	11
6	PARAMETRI GEOTECNICI	13
7	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	13
7.1	CARICHI PERMANENTI	14
7.1.1	<i>Solaio copertura</i>	14
7.1.2	<i>Tamponamenti:</i>	14
7.2	SOVRACCARICHI	14
7.3	AZIONI DELLA NEVE	15
7.4	AZIONI DEL VENTO	18
7.5	VARIAZIONE TERMICA	21
7.6	AZIONE SISMICA	21
7.6.1	<i>Vita nominale</i>	22
7.6.2	<i>Classe d'uso</i>	23
7.6.3	<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	23

7.6.4	Azioni di progetto	23
7.6.5	Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche	27
7.6.6	Classe di duttilità	28
7.6.7	Regolarità	28
7.6.8	Tipologia strutturale e fattore di struttura	28
7.6.9	Spettri di risposta	29
7.6.10	Metodo di analisi	31
8	ANALISI DELLA STRUTTURA	38
8.1	MODELLAZIONE DELL'OPERA	38
8.1.1	Casi di carico	40
9	STRUTTURE IN ELEVAZIONE: RISULTATI	67
9.1	SPOSTAMENTI	67
9.2	AZIONI INTERNE NELLA STRUTTURA INTELAIATA	70
10	VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	76
10.1	VERIFICA DELLE MEMBRATURE	76
10.1.1	Verifica Stato Limite Ultimo	76
10.1.2	Verifica Stato Limite Tensione di Esercizio	77
10.1.3	Verifica Stato Limite di Fessurazione	77
10.1.4	Verifica Stato Limite di Deformazione	77
10.2	ULTERIORI VERIFICHE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE	78
10.3	ULS – VERIFICA DELLA SOLETTA DI COPERTURA	79
10.3.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	80
10.3.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	84
10.4	MENSOLA DI COPERTURA	88
10.5	VERIFICHE DI RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE DI DANO (SLD)	90
10.6	TRAVI (30X50)	91

10.6.1	Flessione.....	92
10.6.2	Taglio	123
10.6.3	Torsione	128
10.6.4	Dettagli strutturali richiesti dalla progettazione in gerarchia delle resistenze	129
10.7	PILASTRI – ASSE 2 (60X50)	136
10.7.1	Verifica SLV e SLU	138
10.7.2	Verifica SLE	148
10.8	PILASTRI ASSI 1 E 3 (50X50).....	158
10.8.1	Verifica SLV e SLU	160
10.8.2	Verifica SLE	169
10.9	NODI TRAVE-PILASTRO	179
11	FONDAZIONI.....	182
11.1	TRAVI DI FONDAZIONE.....	182
11.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE TRAVI DI FONDAZIONE	233
11.3	CEDIMENTI.....	237

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo strutturale riguarda la nuova Sottostazione Elettrica di Manoppello, prevista nel Progetto Definitivo di raddoppio della tratta ferroviaria Pescara – Chieti. L'impianto consta di un reparto AT ed uno MT all'aperto, e di un fabbricato, all'interno del quale si collocano le apparecchiature per la conversione e la sala quadri.



Fig. 1 – Stralcio planimetria SSE Manoppello

2 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

L'edificio in oggetto, ubicato in località Brecciarola (Provincia di Chieti), è concepito con struttura fondale e in elevazione totalmente in calcestruzzo armato gettato in opera.

Dal punto di vista geometrico, il fabbricato, che si sviluppa per un solo piano fuori terra, si presenta con un corpo a pianta rettangolare avente le seguenti caratteristiche:

- Navate longitudinali: $n_1 = 2;$
- Campate trasversali $n_2 = 3;$
- Lunghezza totale (asse pilastri) $L = 15,00 \text{ m};$

- Lunghezza totale (esterno pilastri) $L_1 = 15,40$ m;
- Larghezza totale (asse pilastri) $B = 12,10$ m;
- Larghezza totale (esterno pilastri) $B = 12,50$ m;
- Quota piano posa fondazioni (filo magrone): $H_1 = -2,00$ m;
- Quota estradosso fondazioni: $H_2 = -0,80$ m;
- Quota piano campagna $H_3 = 0,00$ m;
- Quota piano terra: $H_4 = +0,20$ m;
- Quota intradosso copertura: $H_5 = +4,70$ m;
- Quota estradosso copertura: $H_6 = +4,96$ m;
- Superficie: $S_1 = 192,5$ m²

Va notato che l'estradosso delle travi di fondazione è stato impostato a -1,0 m dal piano finito di calpestio interno alla SSE in modo da consentire la realizzazione di canalette portacavi ispezionabili di idonee dimensioni, ma tali da non richiedere locali interferenze con le travi medesime.

Dal punto di vista strutturale, il fabbricato, nel suo complesso, è costituito dai seguenti sottosistemi:

1. Un **sistema fondale**: formato da un reticolo di travi di fondazione in calcestruzzo armato con travi con sezione a T rovescia (Suola $B \times H = 100 \times 35$ cm e nervatura $B' \times H' = 50 \times 85$ cm) e travi trasversali di collegamento, perimetrali ed interne, con sezione rettangolare rispettivamente di dimensioni $B \times H = 40 \times 55$ cm e $B \times H = 25 \times 65$ cm.

2. Un **reticolo spaziale**: realizzato con travi e pilastri in calcestruzzo armato, a costituire telai a maglie rettangolari, idonei a sopportare sia i carichi verticali che quelli orizzontali.

In particolare tutti le travi (vedasi tavola IA4S02D18PAFA0400002) hanno sezione costante $B \times L = 30 \times 50$ cm, mentre per quanto riguarda i pilastri (vedasi tavola IA4S02D18BBFA0400001) le sezioni adottate hanno dimensioni $B \times H = 50 \times 60$ cm (colonne "esterne": A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3) e $B \times H = 60 \times 50$ cm (colonne "interne": A2, B2, C2, D2).

3. Un **Impalcato rigido**: costituito dal solaio di copertura di altezza totale 20 cm (4+12+4 soletta) previsto con predalles con getto integrativo di cls, in grado di creare un piano rigido.

Per quanto concerne la soletta di ripartizione del solaio di calpestio è prevista scollegata dalla struttura portante a mezzo di un giunto elastico.

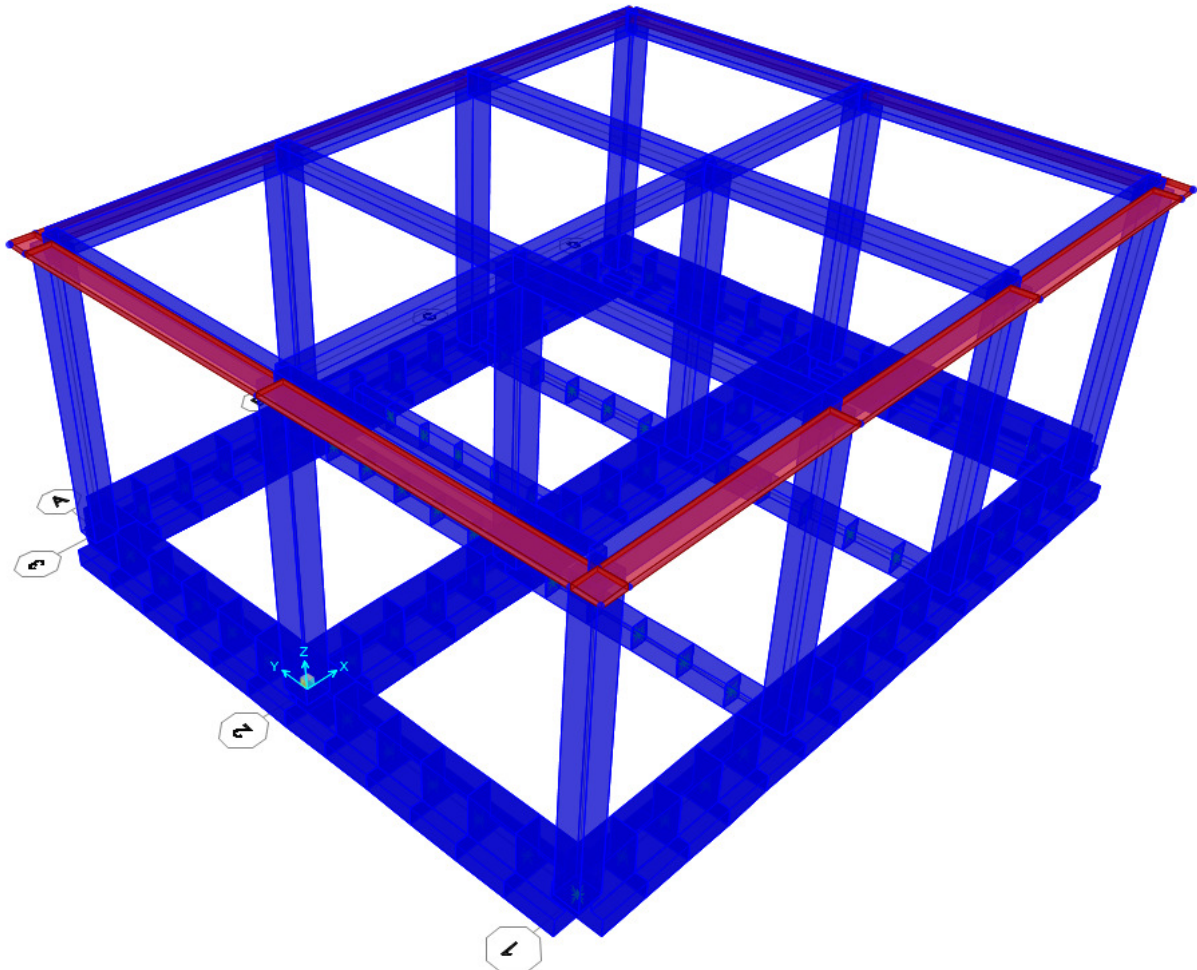


Fig. 2 – Struttura fabbricato SSE Manoppello

3 DOCUMENTI CORRELATI

La documentazione di Progetto Definitivo relativa all'intervento in questione è la seguente:

- IA4S02D18RBSE0400001: Relazione geotecnica;
- IA4S02D18PAFA0400001: Fabbricato di SSE / Fondazioni, pianta e carpenteria travi;
- IA4S02D18BBFA0400001: Fabbricato di SSE / Carpenteria pilastri;
- IA4S02D18PAFA0400002: Fabbricato di SSE / Copertura pianta e carpenteria solai e travi;

4 NORMI DI RIFERIMENTO

4.1 LEGISLAZIONE

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086:** “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64:** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- **UNI EN 206-1:2016.** “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- **UNI 11104-2016: Calcestruzzo,**” Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali”..
- **D.M. 17 gennaio 2018 -** Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 21 gennaio 2019 -** Istruzioni per l’applicazione dell’ “Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- **Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo** – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:** Regole generali e regole per gli edifici;
- **UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo.** “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- **RFI DTC SI MA IFS 001 C** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte I
- **RFI DTC SI AM MA IFS 001 B** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente
- **RFI DTC SI PS MA IFS 001 C** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- **RFI DTC SI CS MA IFS 001 C** Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale
- **RFI DTC SI CS MA IFS 001 C** del 21.12.2018 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.

4.2 ISTRUZIONI TECNICHE

- **CNR CEI 7.6:** “Norme per il controllo della zincatura a caldo per l’immersione”.

Inoltre si è tenuto presente delle seguenti referenze tecniche:

- **Eurocodice 2:** “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”-11/2005. UNI EN 1992 (EC2).

- Eurocodice 8: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”-03/2005. UNI EN 1998 (EC8).

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

È previsto l'utilizzo dei seguenti materiali, dei quali, di seguito, si riportano le caratteristiche meccaniche:

5.1 Opere in calcestruzzo armato

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

5.1.1 Magroni

- Classe di resistenza: C12/15
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: X0
- Classe di consistenza slump: S3
- Contenuto minimo di cemento: 150 Kg/m³
- Rapporto A/C: ≤ 0.60
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM II/B-M 32.5 R
(Conf. UNI-EN 197/1)

5.1.2 Struttura in fondazione

- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza slump: S4
- Contenuto minimo di cemento: 320 Kg/m³
- Rapporto A/C: ≤ 0.55
- Aggregato: Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato: 25 mm

- **Copriferro:** 40 mm
- **Acqua :** Conforme a UNI EN 1008
- **Cemento :** CEM IV/A 42.5 R
(Conf. UNI-EN 197/1)
- **Resistenza caratteristica cubica:** $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica cilindrica:** $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica cilindrica media:** $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33.0 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza media a trazione semplice:** $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2.57 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza media a trazione per flessione:** $f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.084 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%):** $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.80 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):** $f_{ctk} = 1.3 f_{ctm} = 3.34 \text{ N/mm}^2$
- **Modulo di elasticità longitudinale**
 31475.81 N/mm^2
 $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} =$
- **Coefficiente sicurezza SLU** $\gamma_C = 1,50$
- **Resistenza di calcolo a compressione SLU** $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 14.17 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU** $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 0.84 \text{ N/mm}^2$
- **Coefficiente sicurezza SLE** $\gamma_C = 1,00$
- **Combinazione rara** $\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
- **Combinazione quasi permanente** $\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 11.25 \text{ N/mm}^2$

5.1.3 Struttura in elevazione

- **Classe di resistenza:** C30/37
- **Classe di esposizione:** XC4
- **Classe di consistenza slump:** S4
- **Contenuto minimo di cemento:** 320 Kg/m³
- **Rapporto A/C:** $\leq 0,50$
- **Aggregato:** Conforme UNI EN 12620
- **Massima dimensione aggregato:** 25 mm

- **Copriferro:** 40 mm
- **Acqua :** Conforme UNI EN 1008
- **Cemento :** CEM II/A-LL 42.5 R
(Conf. UNI-EN 197/1)
- **Resistenza caratteristica cubica:** $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica cilindrica:** $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica cilindrica media:** $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza media a trazione semplice:** $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,90 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza media a trazione per flessione:** $f_{ctfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,48 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%):** $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,03 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):** $f_{ctk} = 1,3 f_{ctm} = 3,77 \text{ N/mm}^2$
- **Modulo di elasticità longitudinale**
N/mm² $E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33019$
- **Coefficiente sicurezza SLU** $\gamma_C = 1,50$
- **Resistenza di calcolo a compressione SLU** $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 17,00 \text{ N/mm}^2$
- **Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU** $f_{ctd} = 0,7 f_{ctk} / \gamma_C = 0,95 \text{ N/mm}^2$
- **Coefficiente sicurezza SLE** $\gamma_C = 1,00$
- **combinazione rara** $\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 18,00 \text{ N/mm}^2$
- **combinazione quasi permanente** $\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 13,50 \text{ N/mm}^2$

5.2 Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 17.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- **Tensione caratteristica di snervamento** $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- **Tensione caratteristica di rottura** $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- **Modulo elastico** $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
- **Rapporto**
10%) $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile
- **Rapporto** $(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)

- Allungamento $(Agt)_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU $g_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU $f_{yd} = f_{yk} / g_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di calcolo SLE $\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Le risponderia dei materiali ai requisiti richiesti sar  valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

6 PARAMETRI GEOTECNICI

Per le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica.

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo e i grafici di confronto tra i parametri di progetto e quelli ottenuti dalle prove in sito e laboratorio. Le indagini di riferimento sono: S1. La falda si trova ad una profondità media di circa 7 m da p.c.

Strato	Profondità da	Profondità a	Descrizione
	[m da p.c.]	[m da p.c.]	
L,A2	0	3.5	L(A); L(A)[S]; L(A),S
G,S	3.5	16.5	S; S(G);G(S);G
M	16.5	-	A(M); M

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	γ_n	K_0	φ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	k_v (*)	OCR	CR	RR	C_{ae}	Z_0
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[m da p.c.]
L,A2	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	0.25	1.00E-06	1.2	0.14	0.017	0.55	5
G,S	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	1.00E-04	1.0	-	-	-	-
M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	1.00E-09	1.05	0.10	0.017	0.4	-

7 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC 2018.

Del peso proprio degli elementi strutturali, tiene conto il programma di calcolo che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato:

- calcestruzzo armato 25 kN/m³

Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari agenti sulla struttura.

I valori delle azioni di seguito indicati sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite.

7.1 Carichi permanenti

7.1.1 Solaio copertura

G₁ - Peso proprio solaio

Solaio prédalles (h=0.20m)

soletta: $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}$

travetto: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \times 0.12 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}$

prédalles+EPS: $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} + 1.15 \text{ kN/m}^3 \times 0.12 \text{ m} \times 0.80 \text{ m} = 1.31 \text{ kN/m}$

la somma di tali valori è 3.71 kN/m riferita ad una fascia larga 1.20 m (larghezza singola prédalles), pertanto il carico relativo ad una fascia larga 1.00 m risulta: **3.10 kN/m²**

G₂ - Sovraccarichi permanenti

Massetto pendenza: $13 \times 0.10 = 1.30 \text{ kN/m}^2$

Impermeabilizzazione/impianti/pavimenti: 0,30 kN/m²

1,60 kN/m²

7.1.2 Tamponamenti:

Pareti prefabbricate: 21 kN/m^2

Spessore pareti: 0.20 m

Peso pareti: $21 \times 0.2 = 4.2 \text{ kN/m}$

Invece le azioni inerziali dovute alle tamponature vengono ripartite in parti uguali tra le travi del solaio di copertura e le strutture di fondazione. Tale assunzione risulta senz'altro veritiera in termini di distribuzione delle masse inerziali presenti nel manufatto (e conseguentemente in termini di caratteristiche dinamiche della struttura e delle risultanti attese azioni sismiche).

Pareti prefabbricate mass: $M_1 = 0.5 \times 21 / 9.81 = 1.07 \text{ t/m}^{2a}$

7.2 Sovraccarichi

Q_{H1} – Sovraccarichi accidentali

Sovraccarico accidentale Cat. H1 0.50 kN/m^2

7.3 Azioni della neve

Il carico da neve per superficie unitaria di copertura q_s viene valutato attraverso l'espressione:

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

dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura e che nel caso in esame, trattandosi di copertura piana si assume pari a 0.8;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di q_{sk} riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona II (Foggia) e per una quota del suolo sul livello del mare superiore a 200 m si assume $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$;

C_E è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia "normale", assume valore unitario;

C_t è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Ne consegue che per la struttura in esame si considera un carico da neve uniforme in copertura pari a $q_s = 0.80 \text{ kN/m}^2$.

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

☉	<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
☉	<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
☉	<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
☉	<p>Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

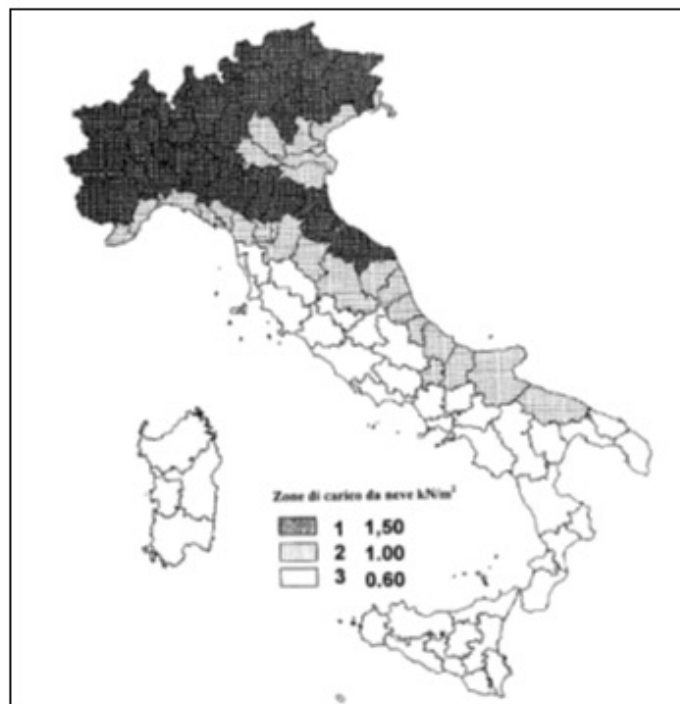
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	38
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.00

Coefficiente termico

Il coefficiente termico 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 $C_t = 1$.



**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	17 di 238

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

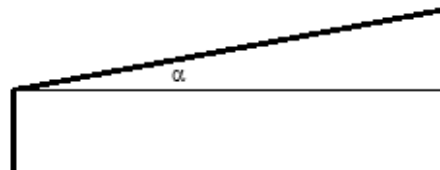
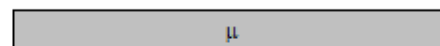
q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.00
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0.8
-------	-----

0.80 kN/mq



7.4 Azioni del vento

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata un'azione statica agente in direzione orizzontale.

La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			38
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27.020



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	456.29
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA4S 02 D 18 CL FA2400001 A 19 di 238

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

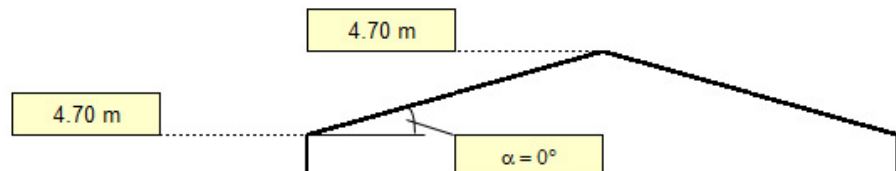
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	C	38

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

z [m]	c _e
z ≤ 4	1.801
z = 4.7	1.893
z = 4.7	1.893



- Pareti verticali

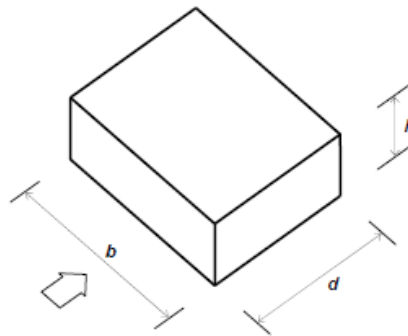


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

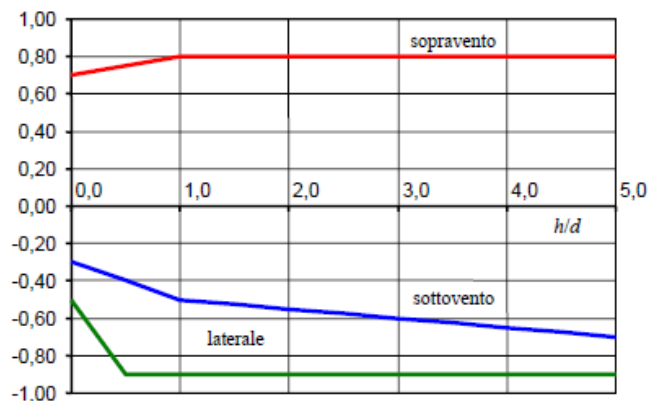


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

h/d	C_{pe} , Faccia sopravento	C_{pe} , Facce laterali	C_{pe} , Faccia sottovento
0.31	0.731	0.748	0.362

C_{pi}	p, Faccia sopravento	p, Facce laterali	p, Faccia sottovento
0.2	0.459	0.474	0.486
-0.3	0.891	0.906	0.313

- Coperture piane

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

L'eventuale presenza di parapetti con altezza superiore ad $1/20$ dell'altezza dell'edificio al netto del parapetto, può condurre a riduzioni del valore del coefficiente $c_{pe,A}$, come riportato in Appendice H.

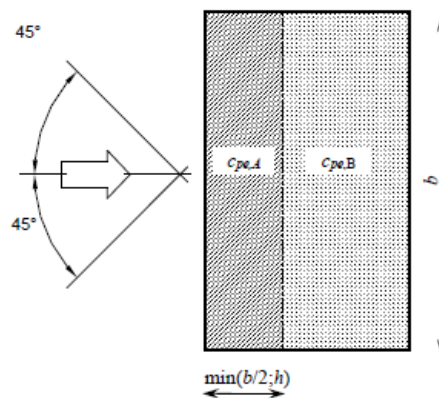


Figura G.5 – Schema di riferimento per coperture piane.

C_{pe}	p
-0.8	0.691
± 0.20	0.173

7.5 Variazione Termica

Negli edifici in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto della sola componente uniforme di variazione termica $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 . Nelle modellazioni sono stati considerati i seguenti carichi termici uniformi:

strutture in c.a. protette $\Delta T_u = \pm 10^\circ \text{C}$

strutture in c.a. esposte $\Delta T_u = \pm 15^\circ \text{C}$

7.6 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (*NTC-2018*), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

7.6.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata al seguito nella Tab. 2.4.I delle norme tecniche NTC-2018.


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

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

Inoltre, in base alla tabella 2.5.1.1.1-1 del “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” Parte II Sezione 2 (rif. RFI DTC SI PS MA IFS 001 C,) si tratta di un'opera nuova su una infrastruttura ferroviaria esistente, pertanto la vita nominale risulta $V_N = 75$ anni.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽²⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) – Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI PROGETTO DEFINITIVO					
SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle strutture del fabbricato	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA2400001	REV. A	FOGLIO 23 di 238

7.6.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

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

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

Il fabbricato rientra per le sue funzioni tra le compresi nella classe d'uso II ($C_U = 1$).

7.6.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a $C_U = 1.0$ per la classe d'uso II.

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni}$$

7.6.4 Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC 18, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{75}{\ln(1 - 0.1)} = \sim 712$$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

14.13903

LATITUDINE

42.35983

Ricerca per comune

REGIONE

Lazio

PROVINCIA

Roma

COMUNE

Anguillara Sabazia

Elaborazioni grafiche

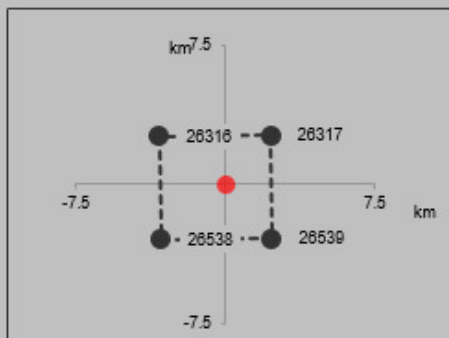
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

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 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

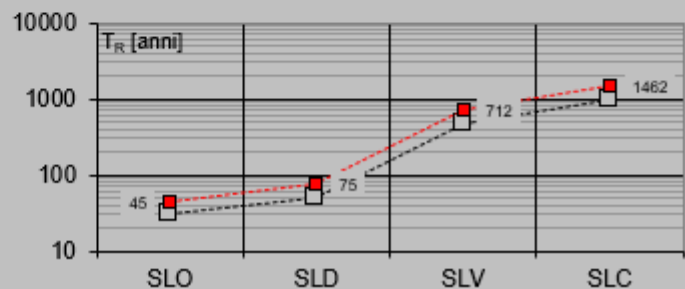
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	Valore
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	Valore
SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ...■... Strategia scelta

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC18, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$, F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

Borgo Cervaro è una frazione del comune di Foggia, in particolare il sito interessato dall'opera in progetto ha le seguenti coordinate:

Latitudine: 42.359834 N

Longitudine: 14.13903 E

Qualora la attuale pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 e T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella

pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

Di seguito si riportano i grafici ed i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.061	2.454	0.299
SLD	75	0.077	2.456	0.321
SLV	712	0.192	2.476	0.356
SLC	1462	0.248	2.504	0.362

7.6.5 Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche

Categoria sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 NTC 18. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Nel caso specifico, a vantaggio di sicurezza, si adotta la seguente categoria di sottosuolo:

- Categoria C: “ Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti.”

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B,C,D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati in funzione dei valori f_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Condizioni topografiche

Con riferimento alle caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto, si adotta la seguente categoria topografica:

Categoria topografica T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle strutture del fabbricato</p>	<p>COMMESSA IA4S</p>	<p>LOTTO 02 D 18</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO FA2400001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 28 di 238</p>

7.6.6 Classe di duttilità

La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all'azione sismica, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, è stata progettata considerando un comportamento strutturale dissipativo. Nel comportamento strutturale dissipativo, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti). In particolare è stata adottata la "Classe di duttilità bassa CDB".

7.6.7 Regolarità

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione elencati nel §7.2.2 NTC 18.

- Regolare in pianta SI
- Regolare in altezza SI

7.6.8 Tipologia strutturale e fattore di struttura

Tipologia strutturale

La struttura "sismo resistente in calcestruzzo armato" (§7.4.3.1 NTC 18) è classificabile come:

- ◇ Struttura a telaio

Fattore di struttura

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule del § 3.2.3 - NTC2018 h con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento q_0 , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. Osservando le tipologie strutturali riportate al § 7.4.3.2 – NTC2018 si evince che l'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da Classe di Duttilità Bassa (CD "B").

Pertanto, in base alla Tab. 7.3.II delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come:

$$q_0 = 3.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il § 7.4.3.2 – NTC 2018, si assume:

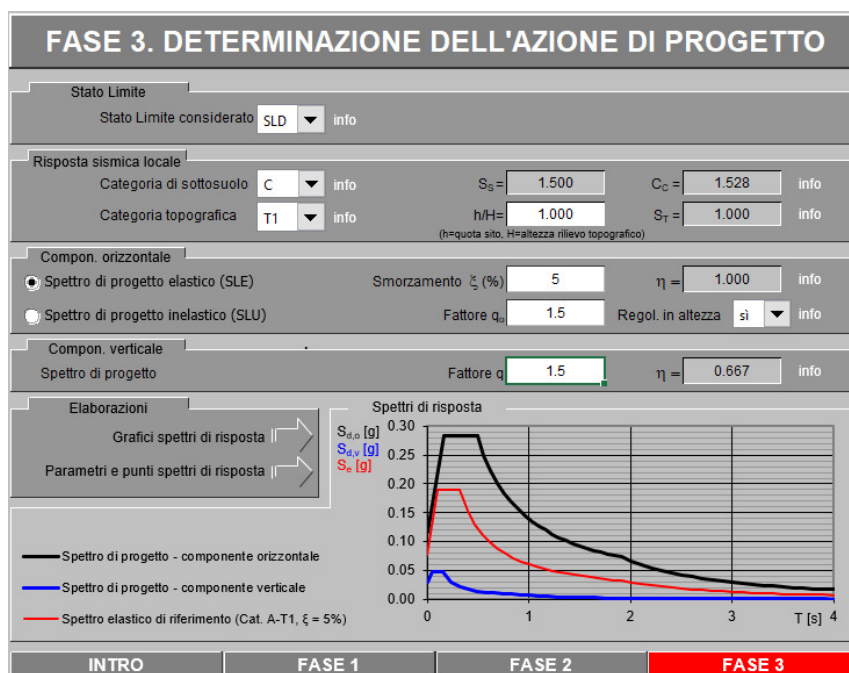
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.05$$

Inoltre, la costruzione risulta **REGOLARE IN PIANTA** in quanto soddisfa il requisito b) riportato al § 7.2.2 – NTC2018.

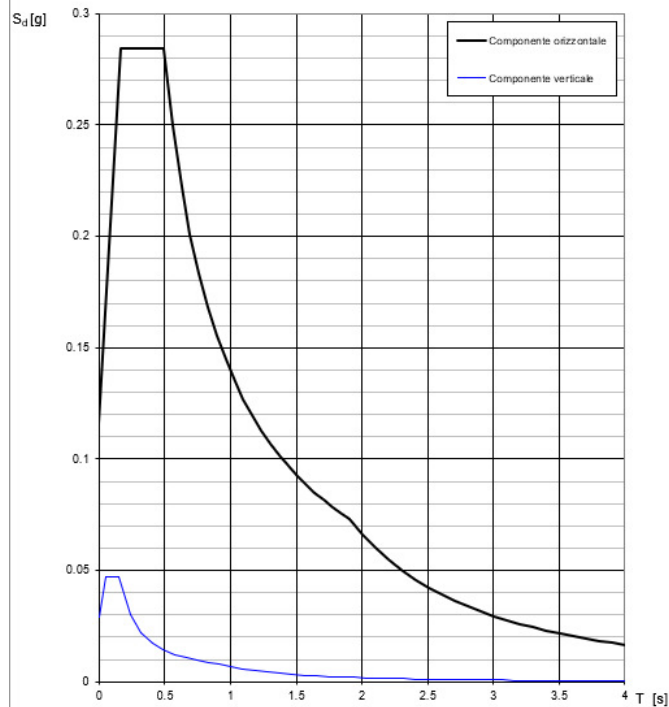
Essendo, poi, la struttura anche **REGOLARE IN ALTEZZA** si può assumere $K_R = 1$. Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è $q = 3.15$.

7.6.9 Spettri di risposta

Spettro di progetto SLD



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato II SLD



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.

Spettro di progetto SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL' AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_g = 1.415$ $C_c = 1.476$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=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 $q_s = 3.15$ Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q_v = 1.5$ $\eta = 0.667$ info

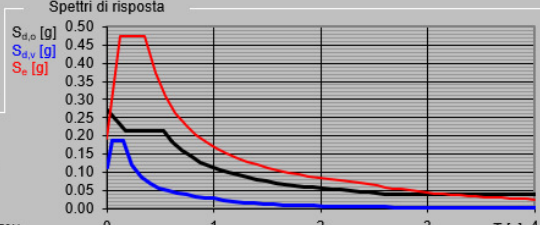
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

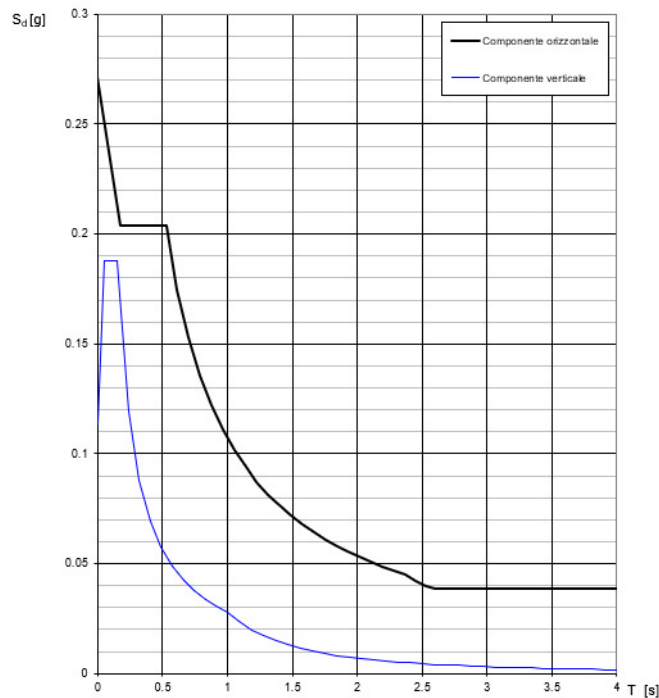
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

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

7.6.10 Metodo di analisi

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio (G_1), ai sovraccarichi permanenti (G_2) e a un'aliquota (ψ_{2j}) dei sovraccarichi accidentali (Q_{kj}):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.1 – NTC2018. Nel caso in esame i sovraccarichi accidentali che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- per il solaio di copertura, la neve ed il vento per copertura presentano $\psi_{2j} = 0$;
- per il solaio di copertura, il sovraccarico variabile agente presenta $\psi_{2j} = 0$.

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. In assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0.05

volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli al contributo delle sollecitazioni che si ottengono a valle dell'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Come metodo di analisi per determinare gli effetti dell'azione sismica si è scelto di utilizzare l'analisi dinamica lineare o analisi modale con spettro di risposta, nella quale l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Come prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.3.3.1, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. E' opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo.

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti dell'azione sismica orizzontale; gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, sono poi combinati applicando le seguenti espressioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_x$$

Si è infine provveduto a combinare gli effetti dell'analisi spettrale ai differenti stati limite con quelli provocati dalle forze equivalenti all'eccentricità accidentale.

7.6.10.1 Risposta Modale

L'analisi a spettro di risposta cerca la risposta più probabile alle equazioni di equilibrio dinamico associate alla risposta della struttura al moto del suolo. L'accelerazione del suolo dovuta ad un terremoto in ogni direzione viene espressa come una curva di spettro di risposta della pseudo-accellerazione spettrale in funzione del periodo della struttura. Anche se le accelerazioni possono essere specificate in 3 direzioni, viene prodotto un unico risultato positivo per ciascuna quantità in risposta; le quantità in risposta comprendono spostamenti, forze e tensioni. Ciascun risultato calcolato rappresenta una misura statistica della grandezza più probabile di quella particolare quantità in risposta. È da attendersi che la vera risposta sia compresa in un intervallo che va dal valore positivo a quello negativo del valore trovato. L'analisi a spettro di risposta viene eseguita usando la sovrapposizione dei modi, ricavati usando l'analisi agli autovettori. Per una data direzione di accelerazione, la risposta modale è calcolata su tutta la struttura per ciascuno dei modi di vibrazione: questi valori modali, per una data quantità in risposta, vengono combinati per produrre un unico risultato positivo per quella data direzione di accelerazione, usando il metodo CQC. Si riportano nella seguente tabella i risultati dell'analisi modale

condotta sulla struttura; in particolare sono riepilogati: il periodo della struttura e le masse partecipanti (sia del singolo modo, sia le cumulate) per ciascun grado di libertà:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Units	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.4195	0.0000	0.8211	0.0000	0.0000	0.8211	0.0000	0.5079	0.0000	0.0000	0.5079	0.0000	0.0000
MODAL	Mode	2	0.3928	0.8181	0.0000	0.0000	0.8181	0.8212	0.0000	0.0000	0.4405	0.0000	0.5079	0.4405	0.0000
MODAL	Mode	3	0.2909	0.0000	0.0000	0.0000	0.8181	0.8212	0.0000	0.0000	0.0000	0.9158	0.5079	0.4405	0.9158
MODAL	Mode	4	0.2247	0.0000	0.0001	0.9968	0.8181	0.8212	0.9968	0.0001	0.0000	0.0000	0.5080	0.4405	0.9158
MODAL	Mode	5	0.1936	0.1117	0.0000	0.0001	0.9298	0.8213	0.9969	0.0002	0.5479	0.0000	0.5082	0.9884	0.9158
MODAL	Mode	6	0.1858	0.0000	0.1112	0.0003	0.9299	0.9324	0.9972	0.4764	0.0002	0.0000	0.9846	0.9886	0.9158
MODAL	Mode	7	0.1638	0.0000	0.0000	0.0000	0.9299	0.9324	0.9972	0.0000	0.0000	0.0051	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	8	0.1155	0.0000	0.0000	0.0000	0.9299	0.9324	0.9972	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	9	0.1112	0.0000	0.0000	0.0007	0.9299	0.9324	0.9979	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	10	0.0980	0.0000	0.0004	0.0000	0.9299	0.9328	0.9979	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	11	0.0902	0.0000	0.0000	0.0000	0.9299	0.9328	0.9979	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	12	0.0902	0.0000	0.0000	0.0000	0.9299	0.9328	0.9979	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209

Tabella 7-1: Risultati dell'analisi modale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	[-]	[-]	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	0.5079	0.0000	0.0000	0.5079	0.0000	0.0000
MODAL	Mode	0.0000	0.4405	0.0000	0.5079	0.4405	0.0000
MODAL	Mode	0.0000	0.0000	0.9158	0.5079	0.4405	0.9158
MODAL	Mode	0.0001	0.0000	0.0000	0.5080	0.4405	0.9158
MODAL	Mode	0.0002	0.5479	0.0000	0.5082	0.9884	0.9158
MODAL	Mode	0.4764	0.0002	0.0000	0.9846	0.9886	0.9158
MODAL	Mode	0.0000	0.0000	0.0051	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	[-]	[-]	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	Period	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Sec	[-]	[-]	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	0.4195	0.5079	0.0000	0.0000	0.5079	0.0000	0.0000
MODAL	Mode	0.3928	0.0000	0.4405	0.0000	0.5079	0.4405	0.0000
MODAL	Mode	0.2909	0.0000	0.0000	0.9158	0.5079	0.4405	0.9158
MODAL	Mode	0.2247	0.0001	0.0000	0.0000	0.5080	0.4405	0.9158
MODAL	Mode	0.1936	0.0002	0.5479	0.0000	0.5082	0.9884	0.9158
MODAL	Mode	0.1858	0.4764	0.0002	0.0000	0.9846	0.9886	0.9158
MODAL	Mode	0.1638	0.0000	0.0000	0.0051	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.1155	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.1112	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.0980	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.0902	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209
MODAL	Mode	0.0902	0.0000	0.0000	0.0000	0.9846	0.9886	0.9209

Nelle figure che seguono si riportano i principali modi di vibrare della struttura.

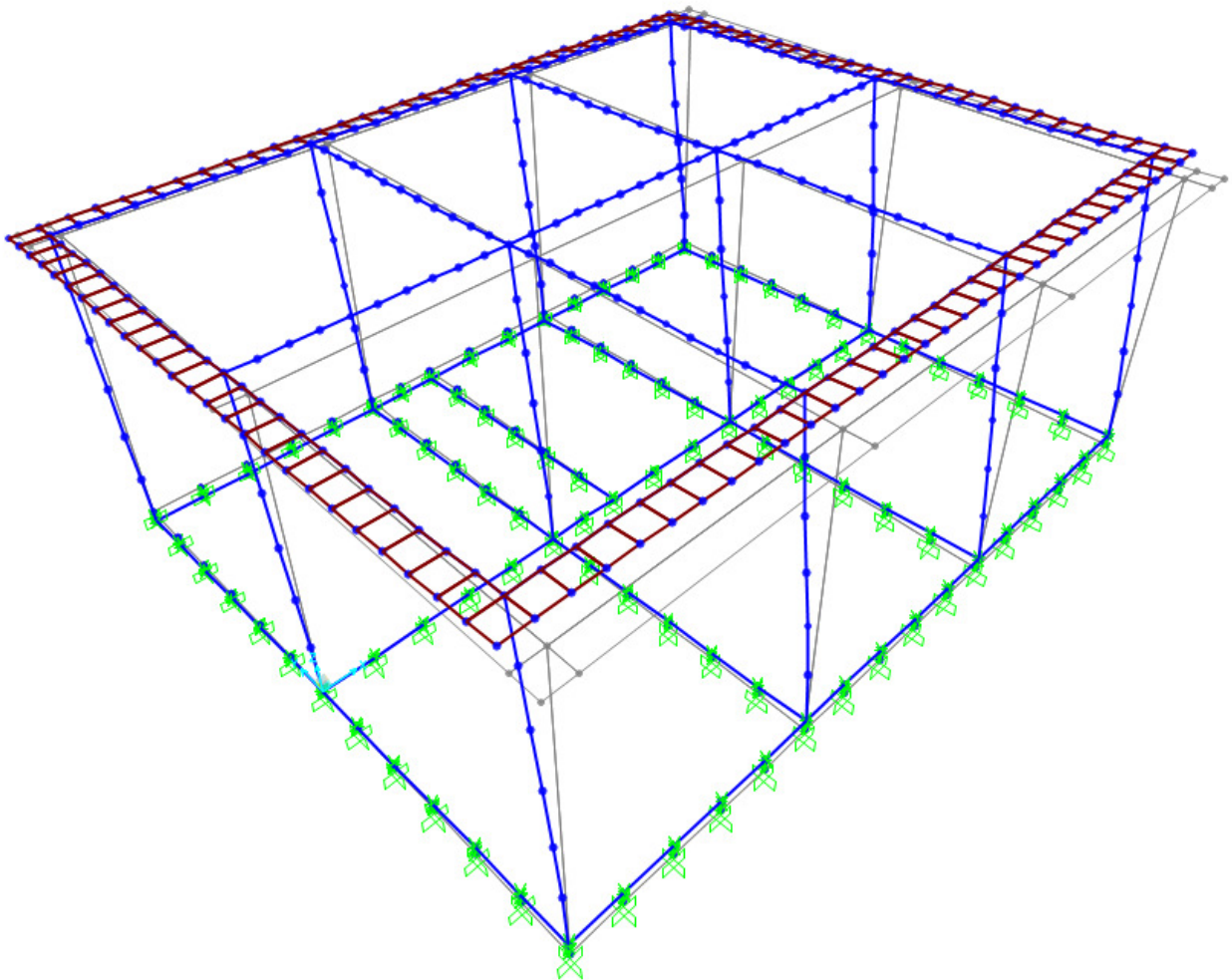


Figura 7-1: Modo 1; T=0.4179s

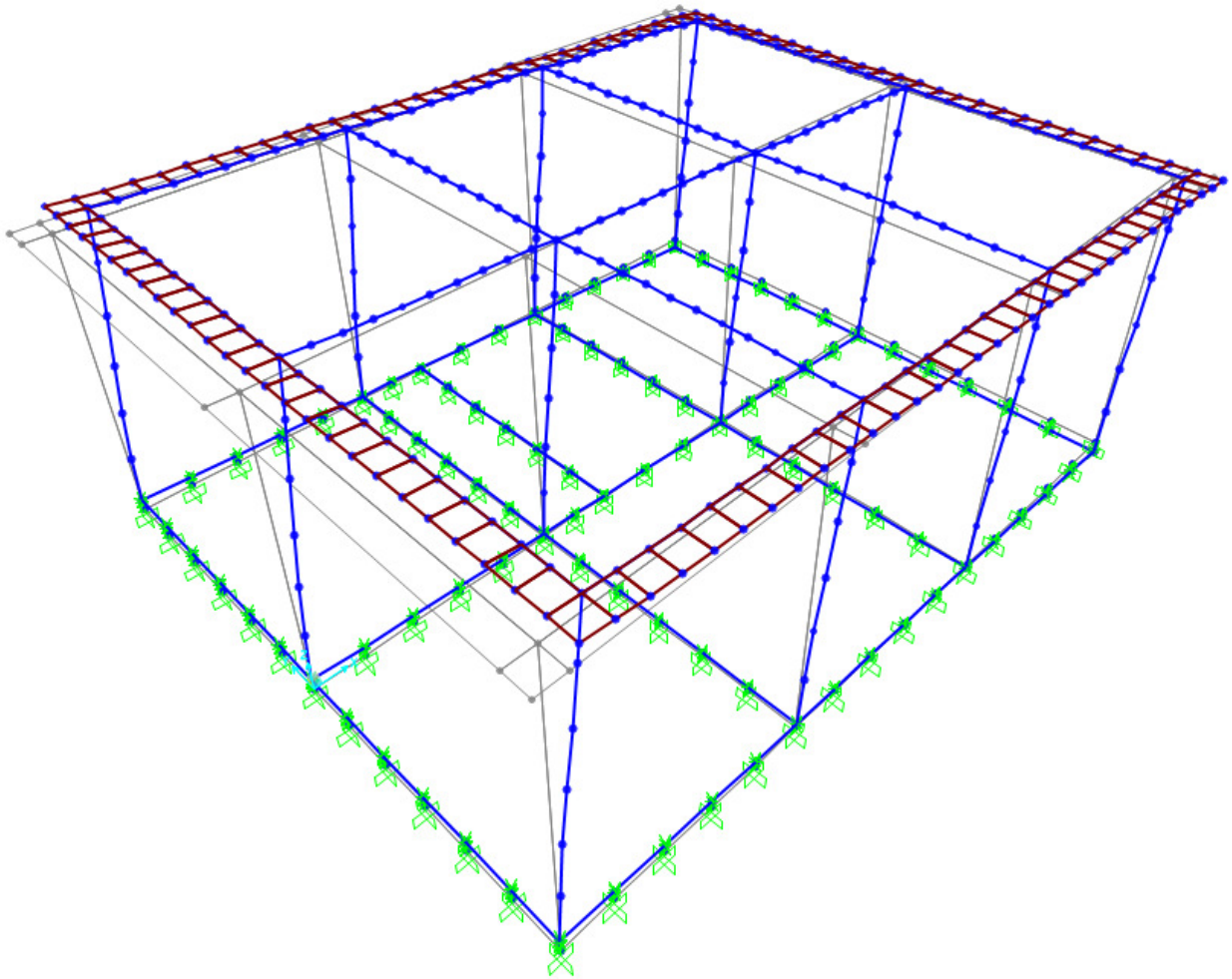


Figura 7-2: Modo 2; $T=0.3914s$

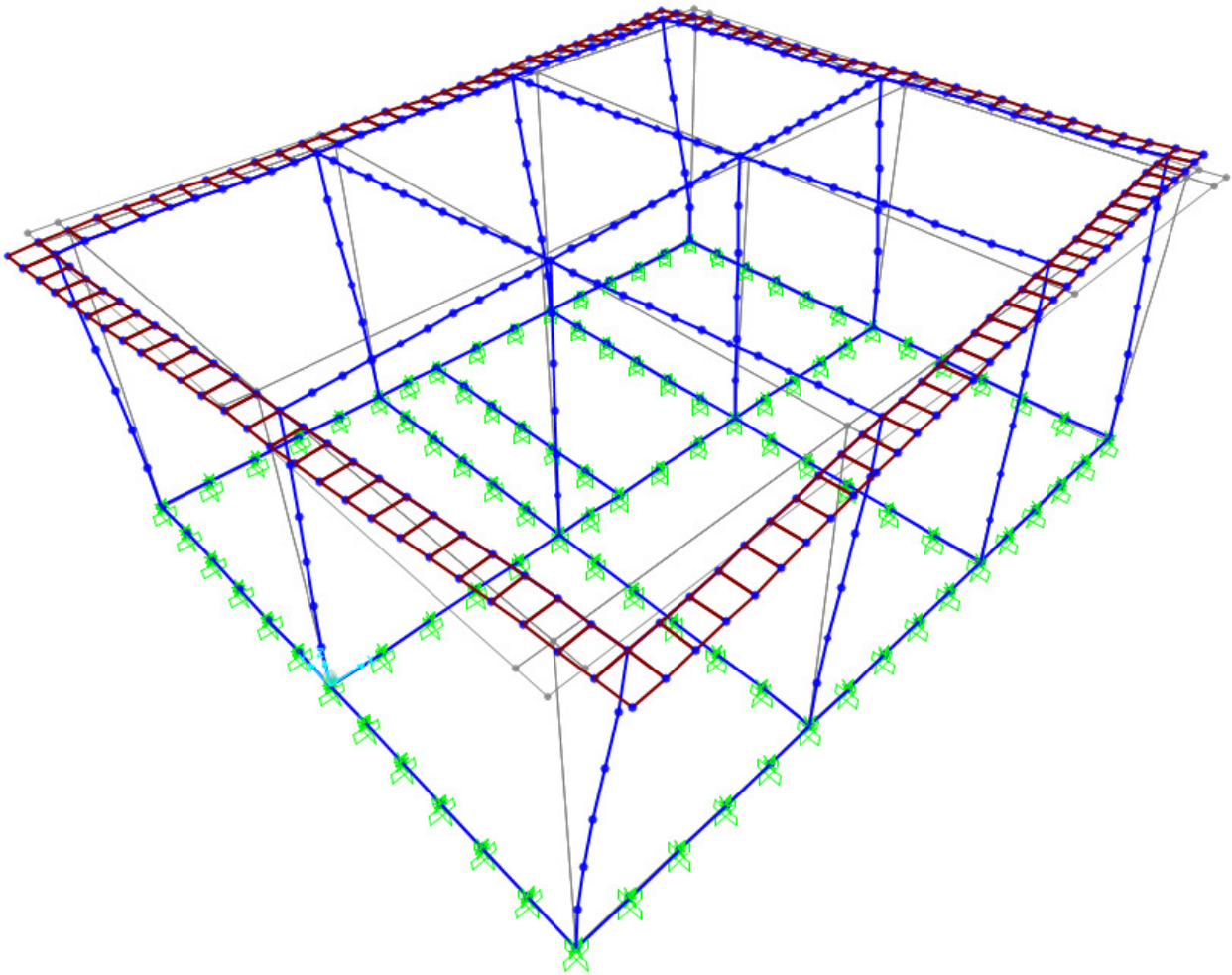


Figura 7-3: Modo 3; T=0.2892s

8 ANALISI DELLA STRUTTURA

8.1 Modellazione dell'opera

L'edificio in c.a. in oggetto è stato modellato come una struttura a telaio semplice di un piano.

Gli elementi strutturali, travi e pilastri, sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali tipo beam. Essi presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano. Ciascuna asta è stata posizionata in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali.

Tutti i nodi della copertua sono collegati tramite link rigidi allo scopo di valutare correttamente l'effetto dell'azione sismica.

L'analisi degli effetti dovuti all'azione sismica prevede la definizione delle masse strutturali partecipanti all'eccitazione dinamica dovuta al terremoto. Pertanto nel modello le masse strutturali coincidono con i carichi caratteristici permanenti strutturali e non strutturali.

Segue un immagine rappresentativo del modello di calcolo:

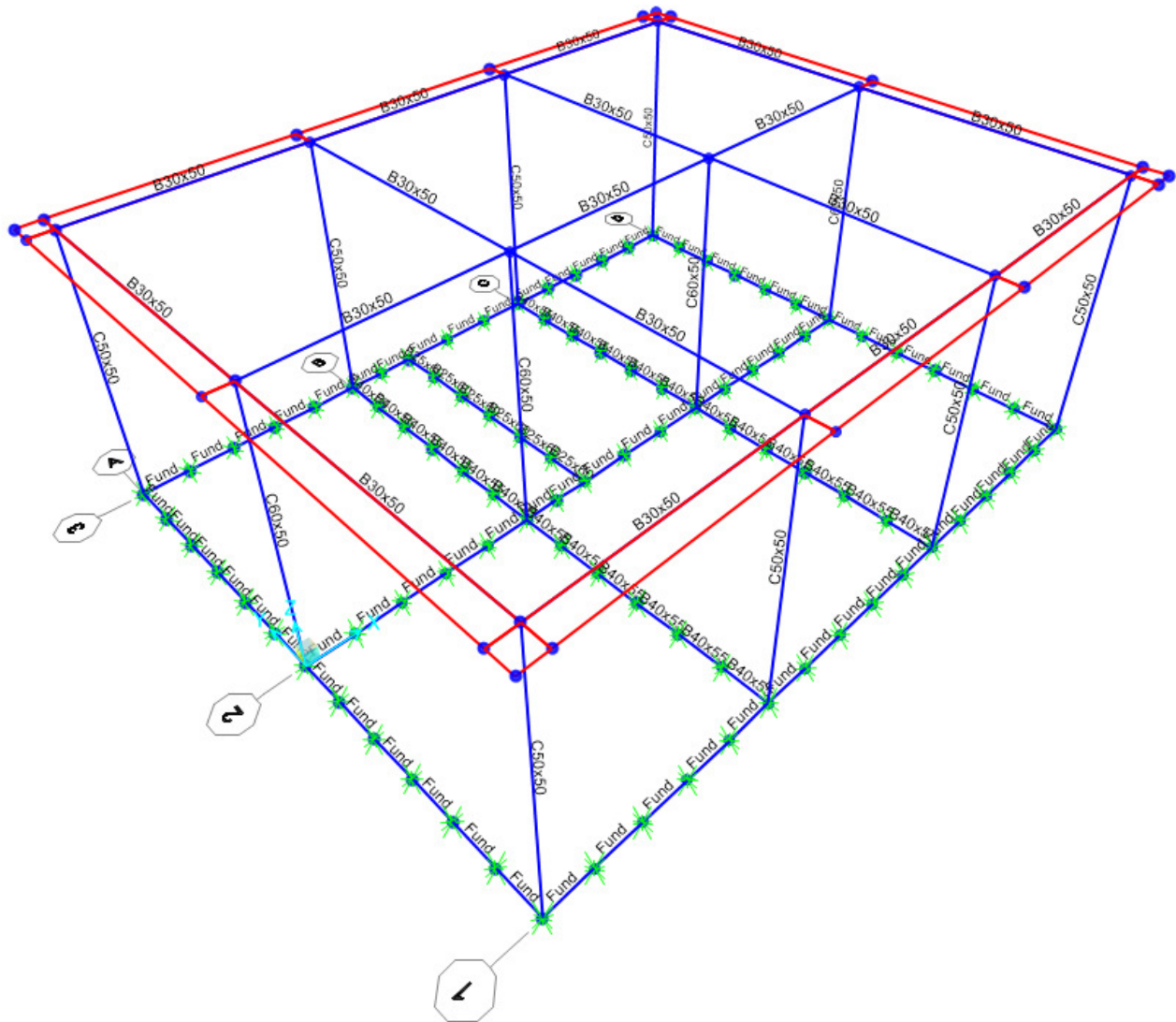


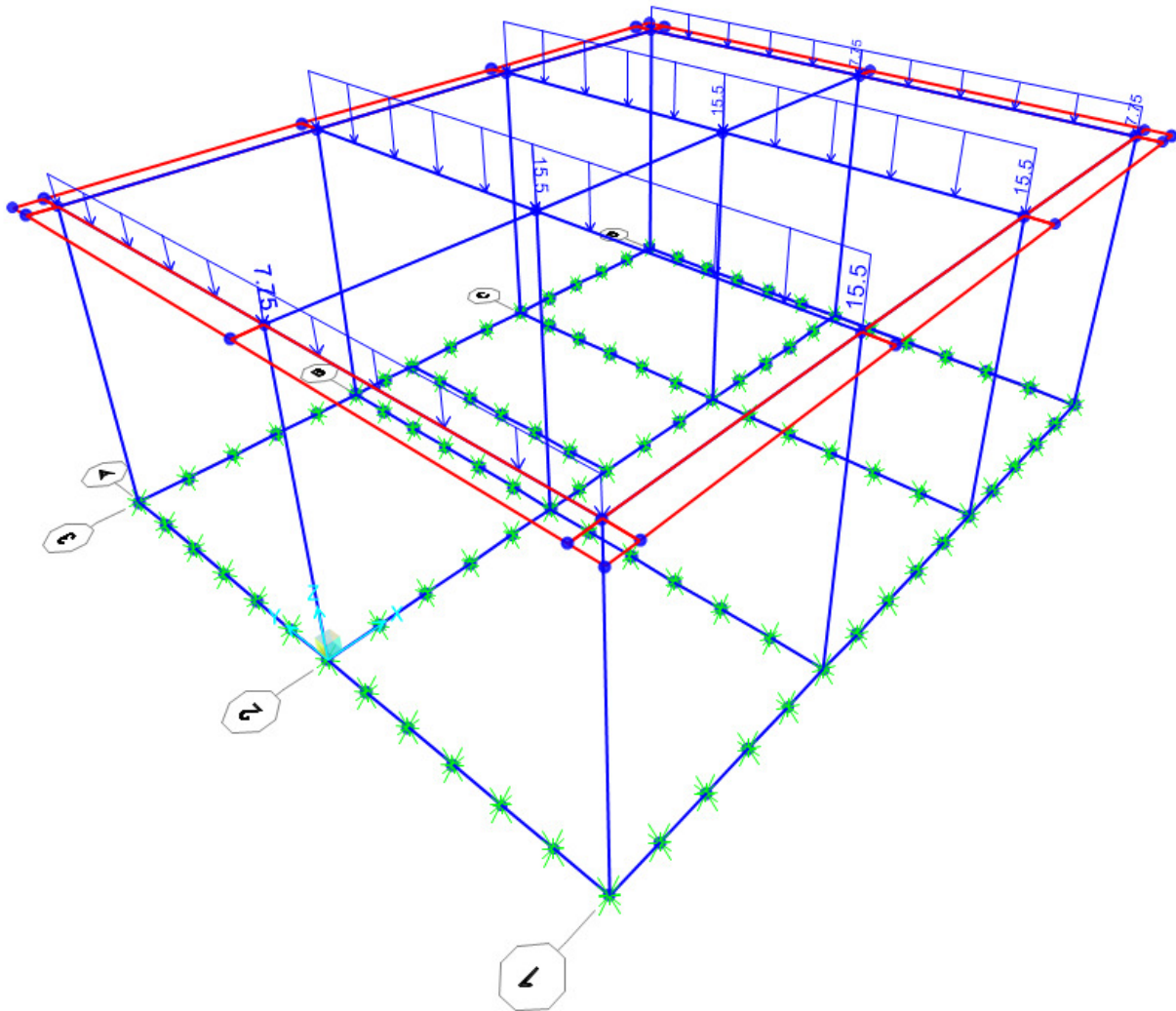
Figura 8-1: Vista assometrica del modello strutturale

8.1.1 Casi di carico

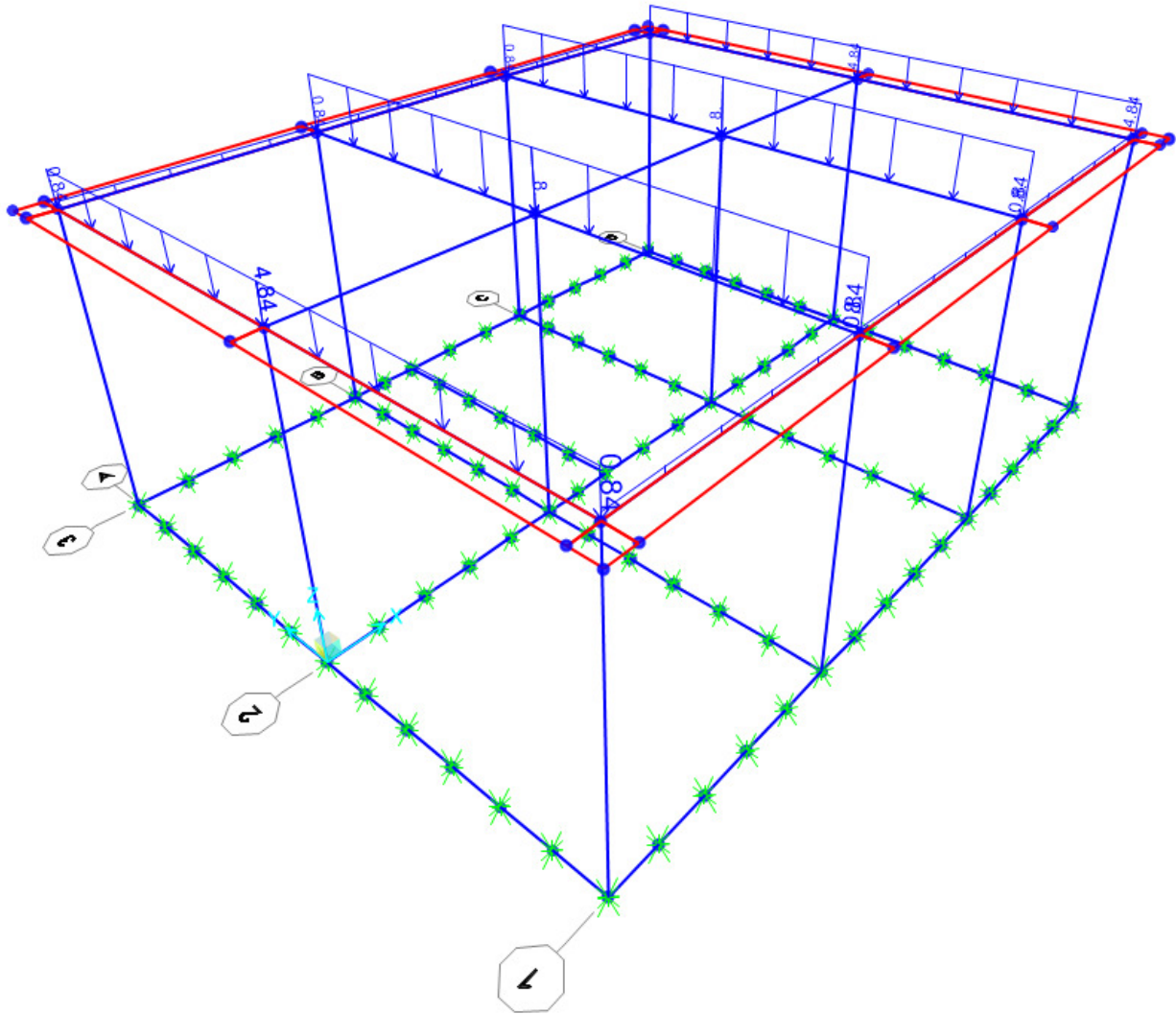
Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico:

Casi di carico

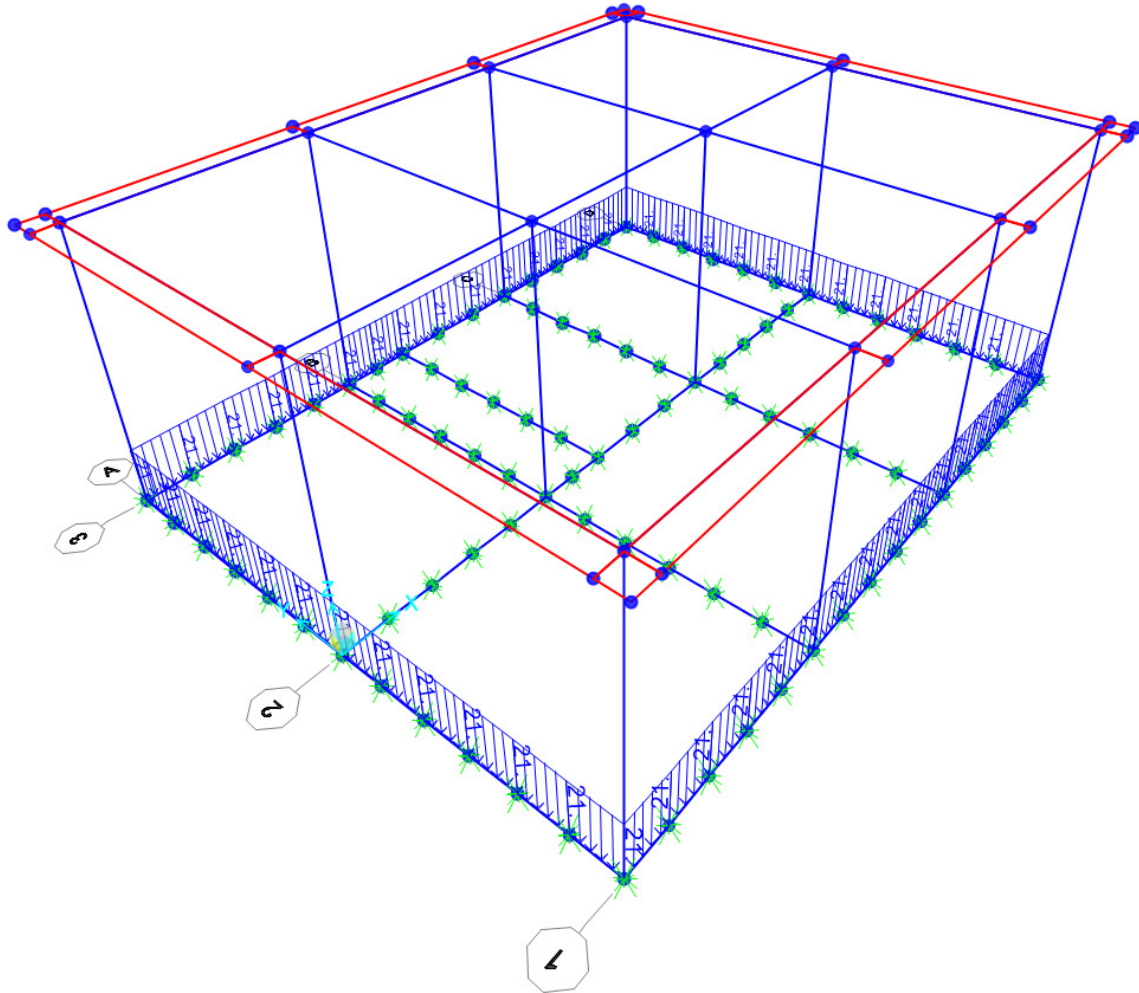
CDC	Tipo	Codice	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (struttura del telaio a carico morto)	Permanente: Carico morto - peso proprio
2	Gsk	CDC=G1gk (Tetto-lastra strutturale a carico morto)	Permanente: Carico morto - peso del tetto della lastra (non modellato)
3	Gsk	CDC=G2gk (Solaio non strutturale a carico morto)	Permanente: Carico morto - peso del tetto non strutturale
4	Gsk	CDC=G2pk (pannelli non strutturali di facciata di carico morto)	Permanente: Carico morto - peso non strutturale
5	Qsk	CDC=Qsk (vivere carico-tetto)	Variabile: Carichi in tensione sulla soletta del tetto
6	Qsk	CDC=Qsk (carico vivo-neve)	Variabile: Neve
7	Qsk	CDC=Qsk (carico vivo-termico)	Variabile: Carico termico
8	Qsk	CDC=Qsk (carico vivo-negativo termico)	Variabile: Carico termico negativo
9	Edk	CDC=Ed (Sisma SLO)	SLO Azione sismiche
10	Edk	CDC=Ed (Sisma SLD)	SLD Azione sismiche
11	Edk	CDC=Ed (Sisma SLV q=3.30_100X)	SLV Azione sismiche
12	Edk	CDC=Ed (Sisma SLV q=3.30_100Y)	SLV Azione sismiche
13	Edk	CDC=Ed (Sisma SLV q=1.50_100Z)	SLV Azione sismiche
17	Qvk	CDC=Qvk (Vento) dir X +	Variabile: Vento
18	Qvk	CDC=Qvk (Vento) dir X -	Variabile: Vento
19	Qvk	CDC=Qvk (Vento) dir Y +	Variabile: Vento
20	Qvk	CDC=Qvk (Vento) dir Y -	Variabile: Vento



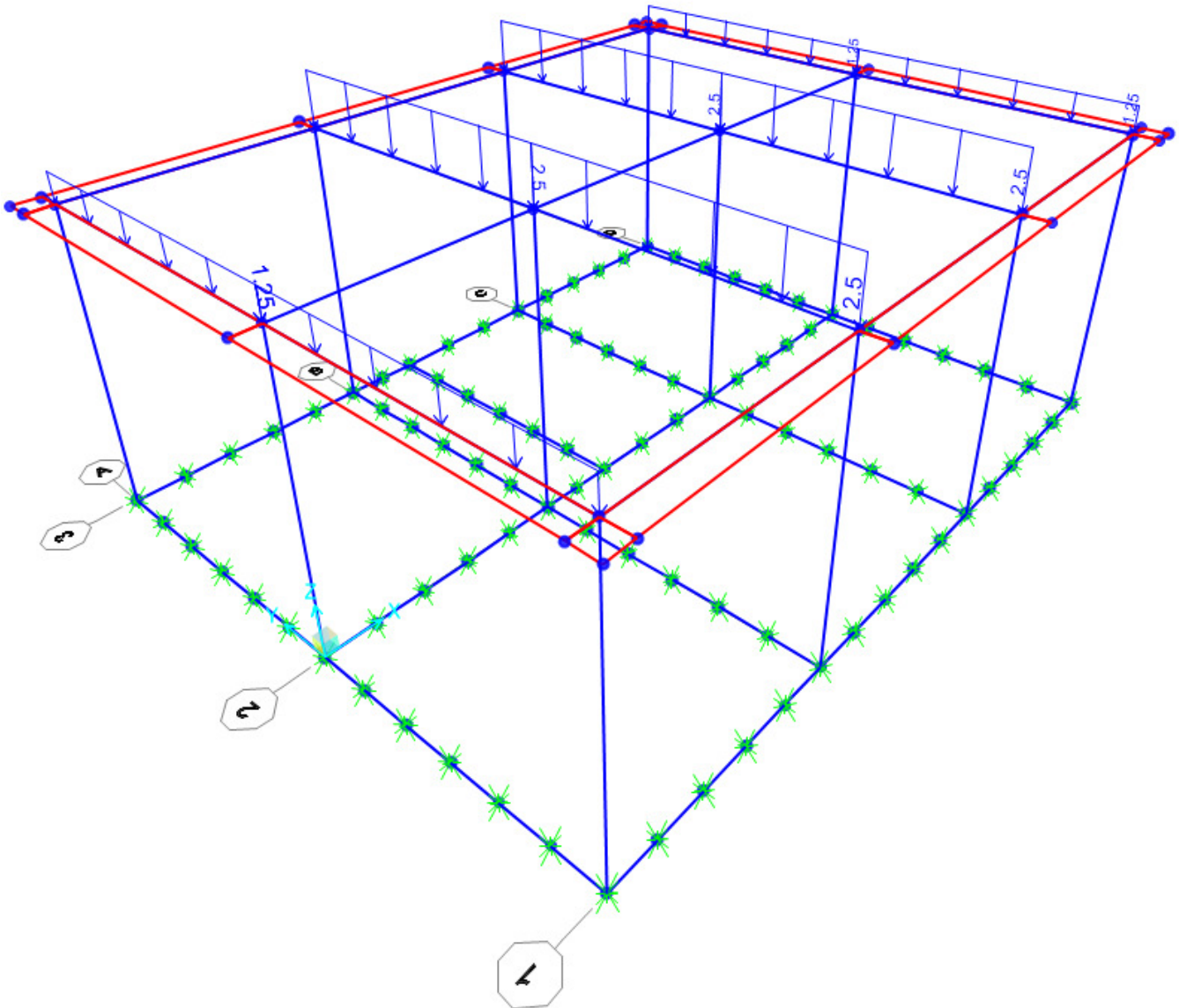
G1k – Carico permanente del tetto / Predalles



G2gk – Carico permanente del tetto / Copertura



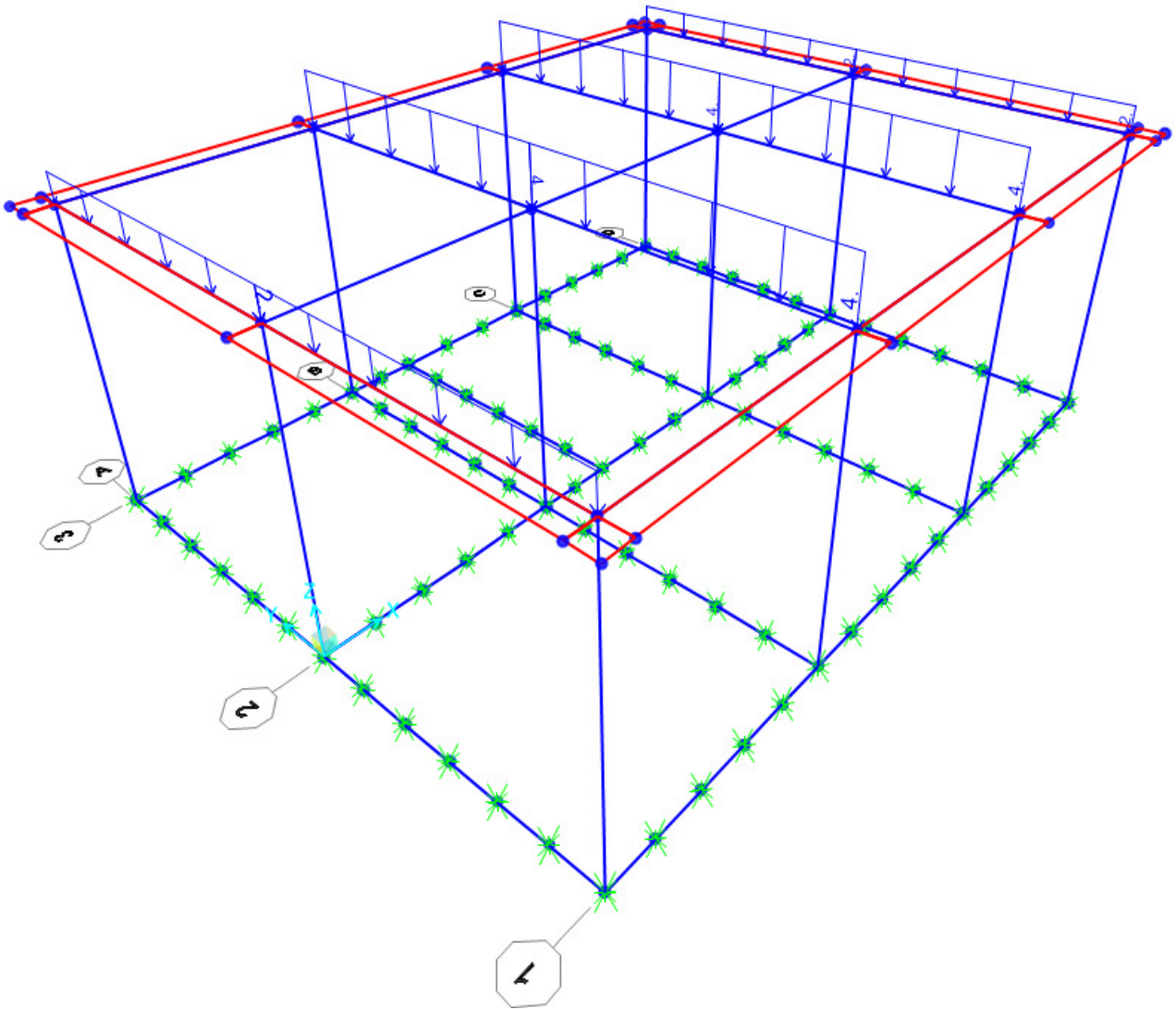
G2gk – Carico permanente del tetto / Tamponamenti



Qsk –Carico variabile agente sul tetto

SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato

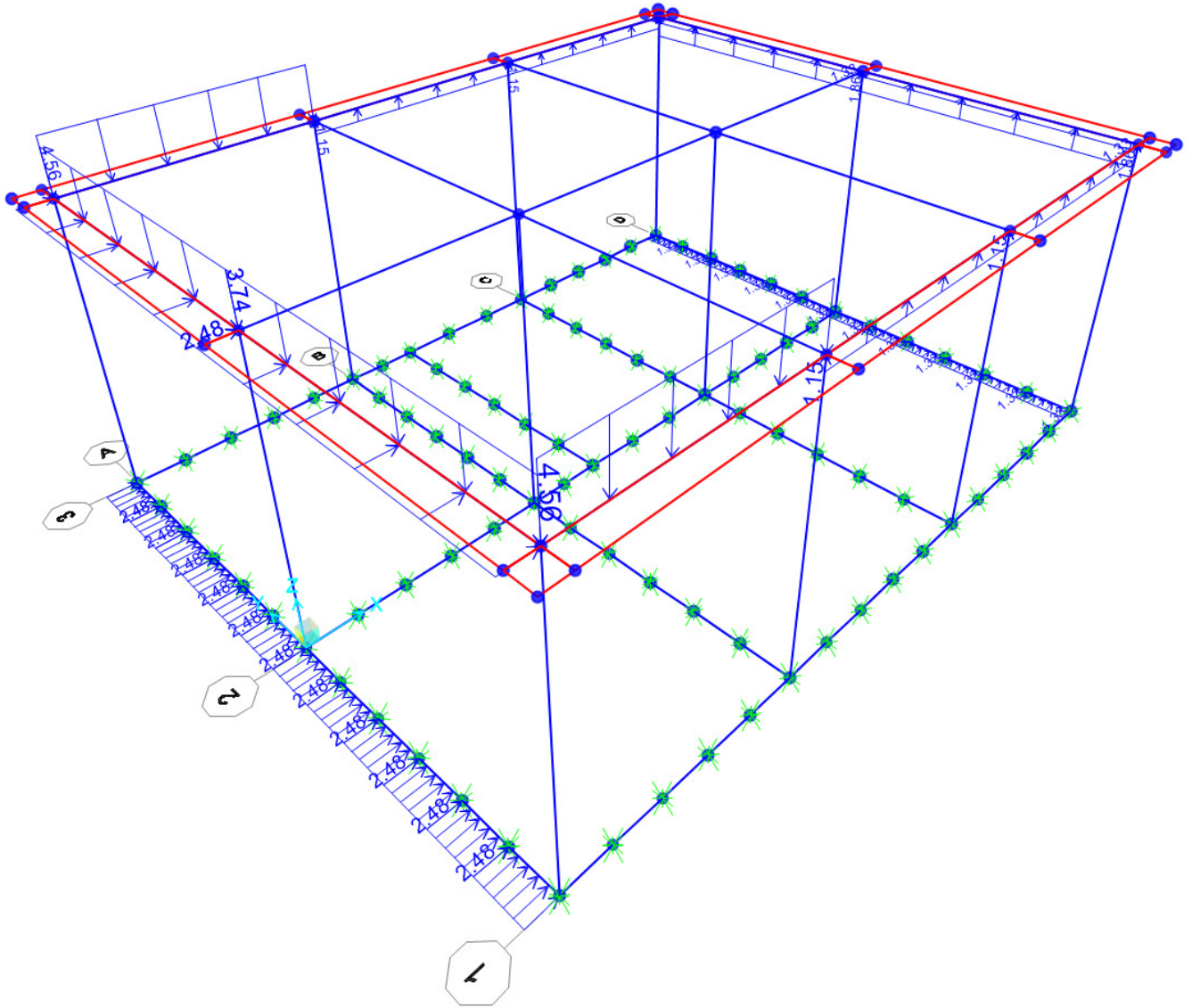
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	45 di 238



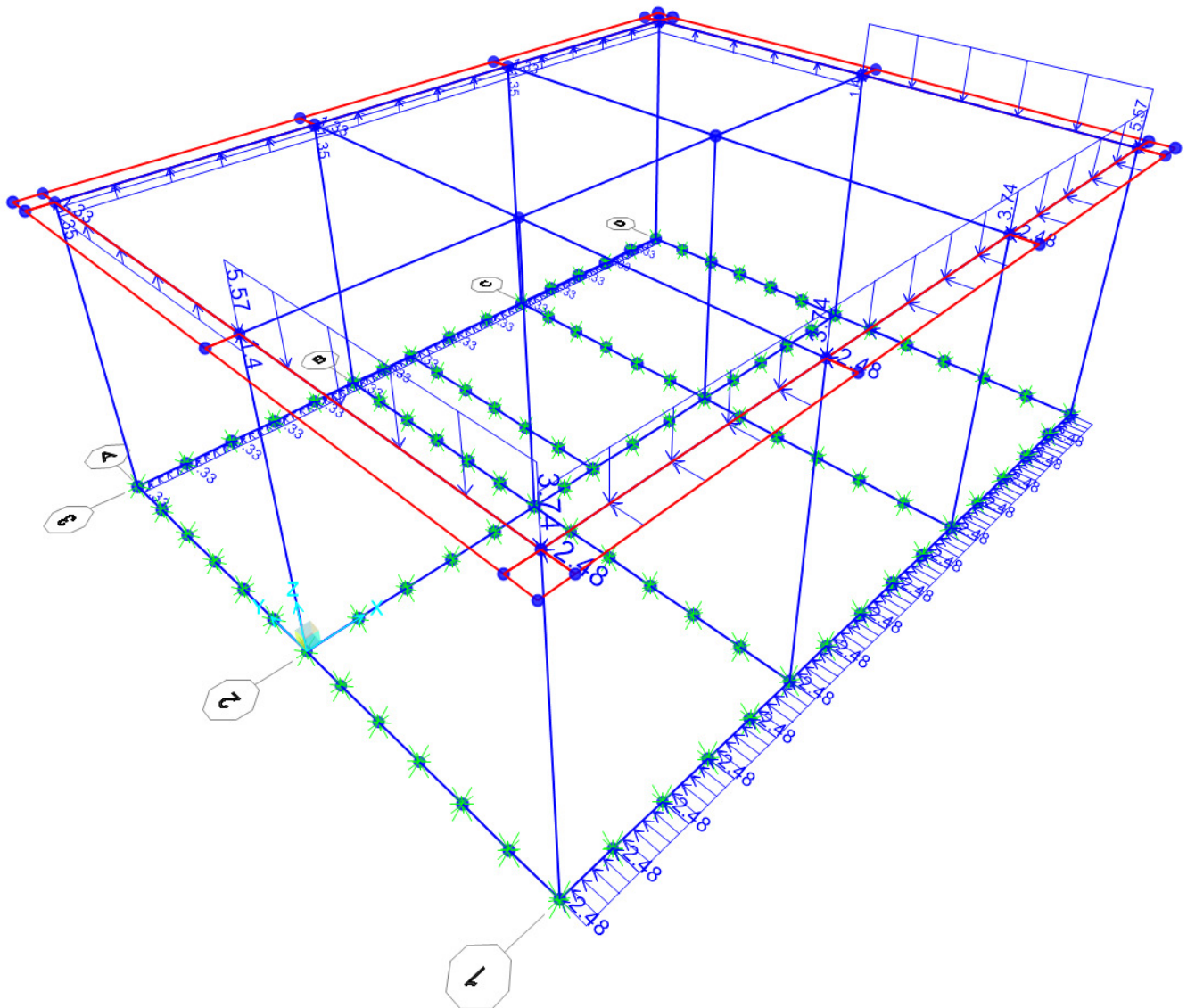
Qsk – Carico di neve

SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	46 di 238



Q_{vk} – Azione del vento in direzione X+



Q_{vk} – Azione del vento in direzione $Y+$

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC 18):

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili (verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC 18):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale. Di seguito tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. In particolare, le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione.

Di seguito si riportano, con riferimento al § 7.3 della presente, le combinazioni utilizzate.

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Ultimate Limit State combinations

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
2	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
3	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
4	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0

Ultimate Limit State combinations

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
5	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
6	γ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
7	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
8	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
9	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
10	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
11	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
12	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
13	γ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
14	γ	1	1	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
15	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0

Ultimate Limit State combinations

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
16	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
17	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
18	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
19	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
20	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
21	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
22	γ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
23	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
24	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
25	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
26	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0

Ultimate Limit State combinations

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
27	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
28	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
29	γ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
30	γ	1	1	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
31	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
32	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
33	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
34	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
35	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
36	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
37	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0

Ultimate Limit State combinations

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
38	γ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
39	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
40	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
41	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
42	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
43	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
44	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0
45	γ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
46	γ	1	1	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
47	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
48	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0

Ultimate Limit State combinations

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
71	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
72	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
73	γ	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
74	γ	1	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Serviceability Limit State - Rare combination

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
75	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
76	γ	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
77	γ	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
78	γ	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
79	γ	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0

Serviceability Limit State - Rare combination

Comb.	γ, ψ	G_{gk}	G_{1gk}	G_{2gk}	G_{2pk}	Q_{sk-} roof	Q_{sk-} snow	Q_{sk-} therm +	Q_{sk-} therm -	E_{dk}	E_{dk}	E_{dk}	E_{dk}	E_{dk}	E_{dk}	E_{dk}	E_{dk}	$Q_{vk,x+}$	$Q_{vk,x-}$	$Q_{vk,y+}$	$Q_{vk,y-}$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
80	γ	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
81	γ	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
82	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
83	γ	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
84	γ	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
85	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
86	γ	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
87	γ	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	ψ	1	1	1	1	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
88	γ	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
89	γ	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
90	γ	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0

Serviceability Limit State - Rare combination

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
113	γ	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
114	γ	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
115	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
116	γ	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
117	γ	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Serviceability Limit State - Frequent combination

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm +}	Q _{sk-therm -}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
118	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
119	γ	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
120	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0
121	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0

Seismic combination - SLD limit state

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm+}	Q _{sk-therm-}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
159	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0
160	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	0
161	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	0
162	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0
163	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	-0.3	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	-0.3	0	0	0	0
164	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	0.3	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	0.3	0	0	0	0
165	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	-0.3	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	-0.3	0	0	0	0
166	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0	0	0	0
167	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3	0	0	0	0	0
168	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
	$\gamma*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0.3	0	0	0	0	0
169	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0

Seismic combination - SLD limit state

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm+}	Q _{sk-therm-}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	0	0	0	0	0	0
170	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0	0	0	0	0	0
171	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0
172	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	0
173	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	0
174	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0
175	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	-1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	-1	0	0	0	0	0
176	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	0	0
177	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	0	0
178	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0	0
179	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	-1	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	-1	0	0	0	0	0	0
180	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	1	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0

Seismic combination - SLD limit state

Comb.	γ, ψ	G _{gk}	G _{1gk}	G _{2gk}	G _{2pk}	Q _{sk-roof}	Q _{sk-snow}	Q _{sk-therm+}	Q _{sk-therm-}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	E _{dk}	Q _{vk,x+}	Q _{vk,x-}	Q _{vk,y+}	Q _{vk,y-}	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	1	0	0	0	0	0	0
181	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	-1	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	-1	0	0	0	0	0	0
182	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	0	0	0	0	0
183	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	-1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	-1	0	0	0	0	0
184	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	1	0	0	0	0	0
185	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	0	-1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	0	-1	0	0	0	0	0
186	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	0	1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	0	1	0	0	0	0	0
187	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0
188	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	0
189	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	0
190	γ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0
	ψ	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
	$\gamma^*\psi$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0

9 STRUTTURE IN ELEVAZIONE: RISULTATI

Di seguito si riportano, per il modello di calcolo, le configurazioni deformate maggiormente significative, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione a mezzo di diagrammi di inviluppo associati alle famiglie di combinazioni dei carichi.

9.1 Spostamenti

In accordo con la Normativa vigente (NTC2018) si esegue la verifica di deformabilità della struttura per lo Stato Limite di Danno (SLD), come evidenziato dalla tabella 7.3.II di seguito riportata:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

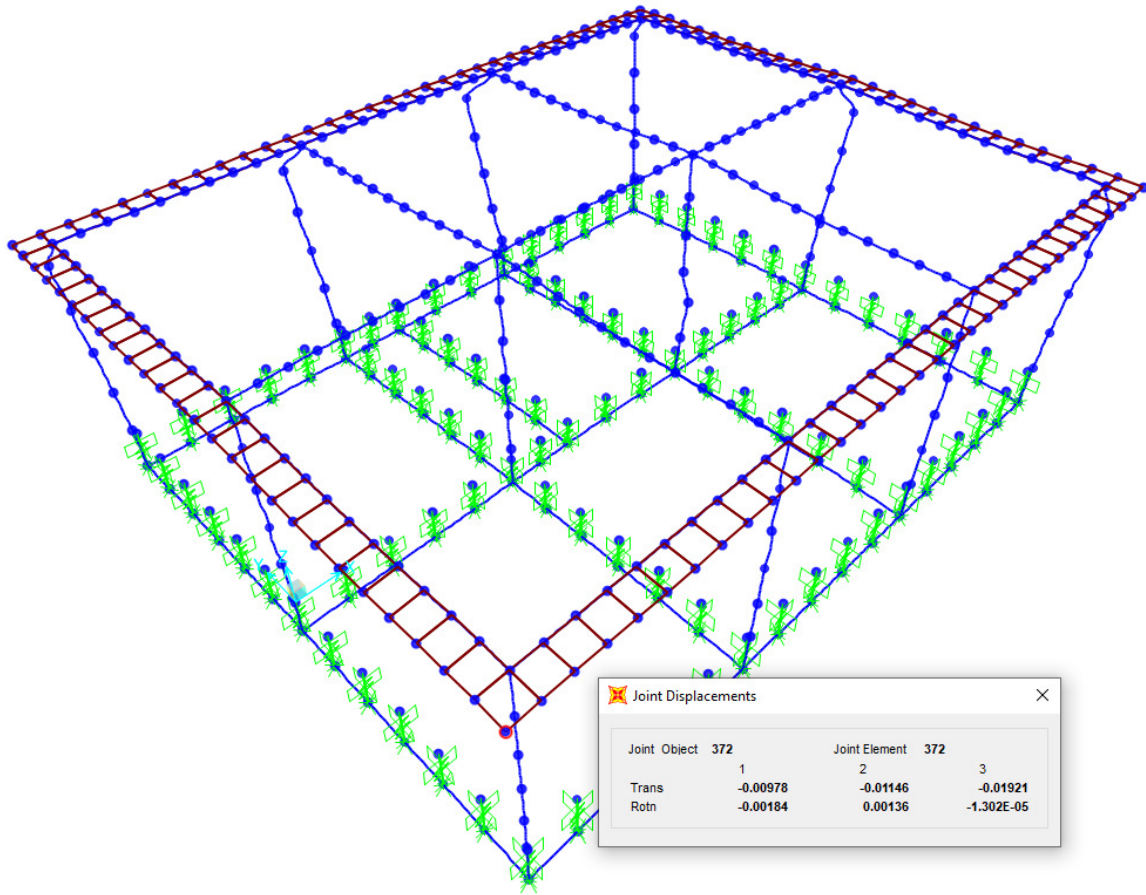
STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

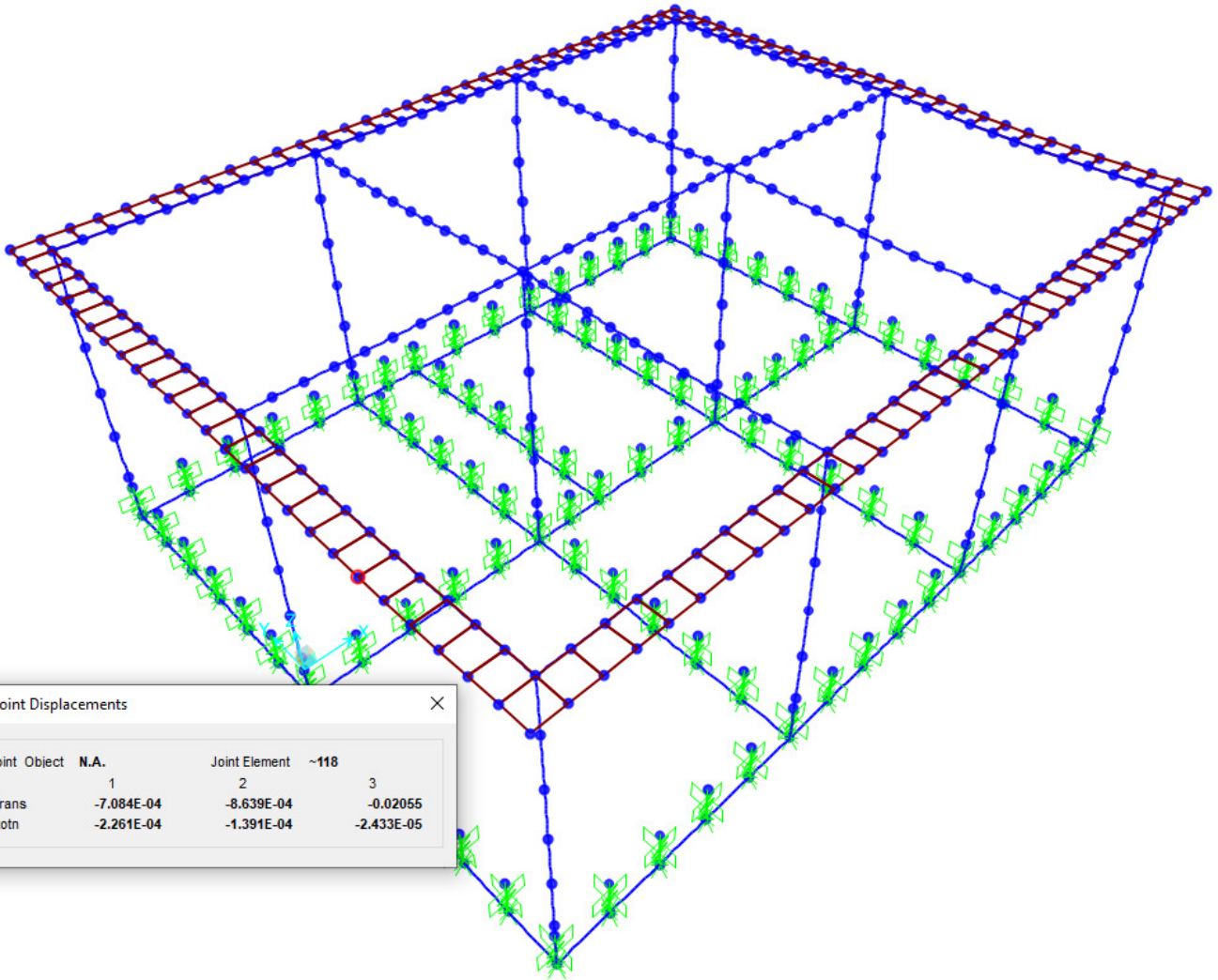
Seguono i diagrammi degli spostamenti massimi in SLD calcolati con un modello di calcolo agli Elementi Finiti:

Deformed Shape (comb 128_SLD)



Configurazione deformata per la combinazione 128 Sisma SLD

Deformed Shape (ULS env)



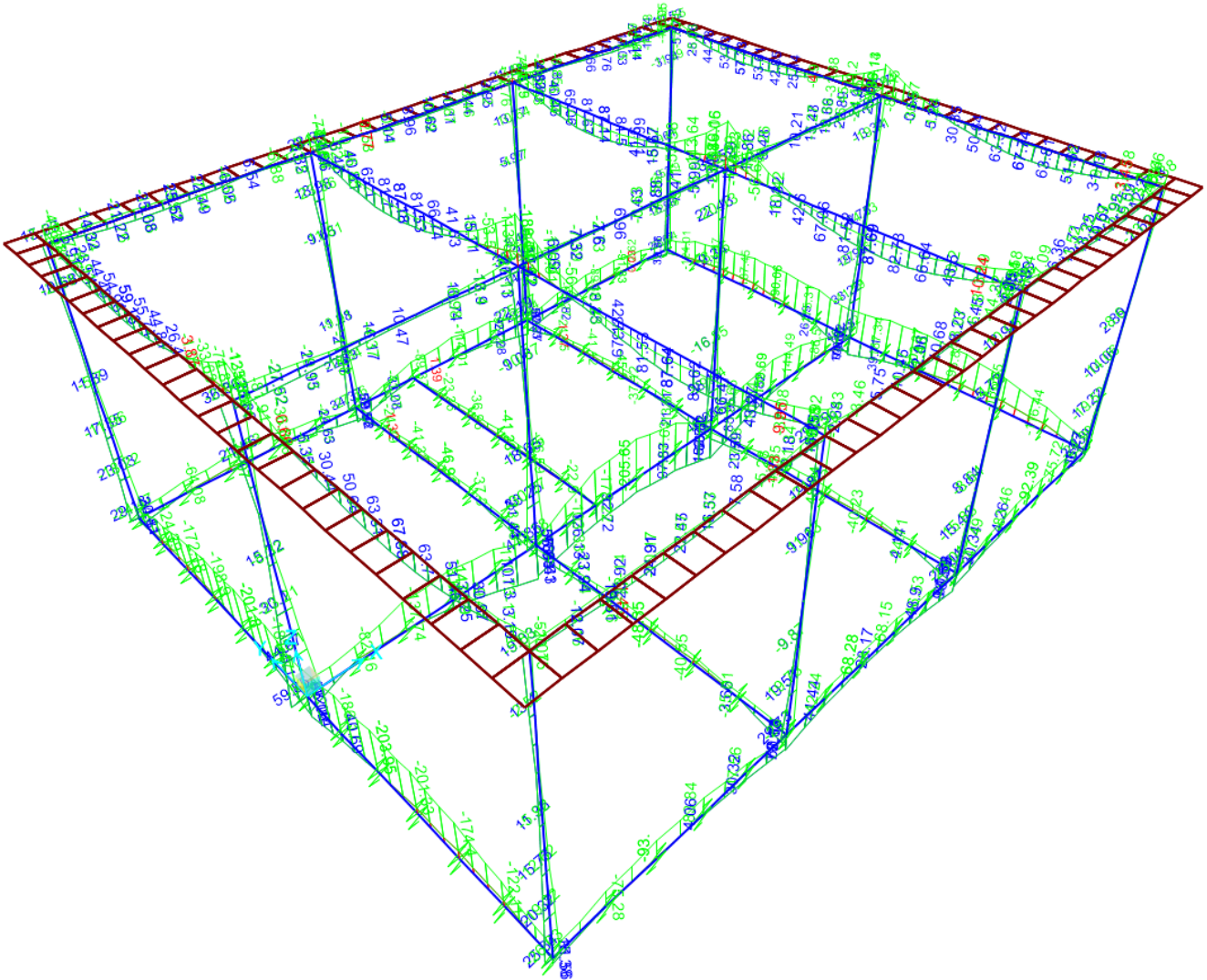
Configurazione deformata per la combinazione ULS_ENV

SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	70 di 238

9.2 Azioni interne nella struttura intelaiata

Moment 3-3 Diagram (ULS env)

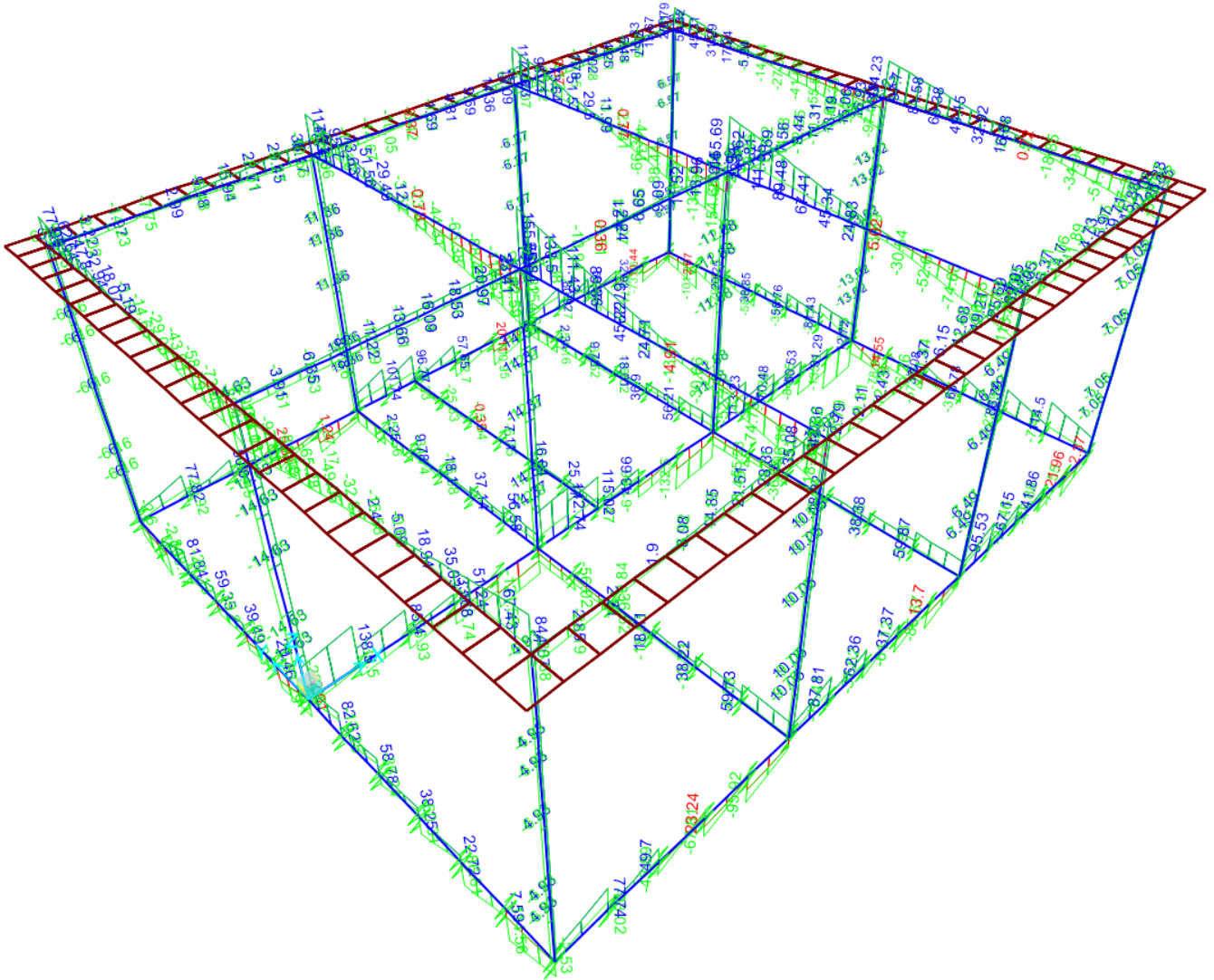


Momento flettente M 3-3 – env SLU [kNm]

SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	71 di 238

Shear Force 2-2 Diagram (ULS env)

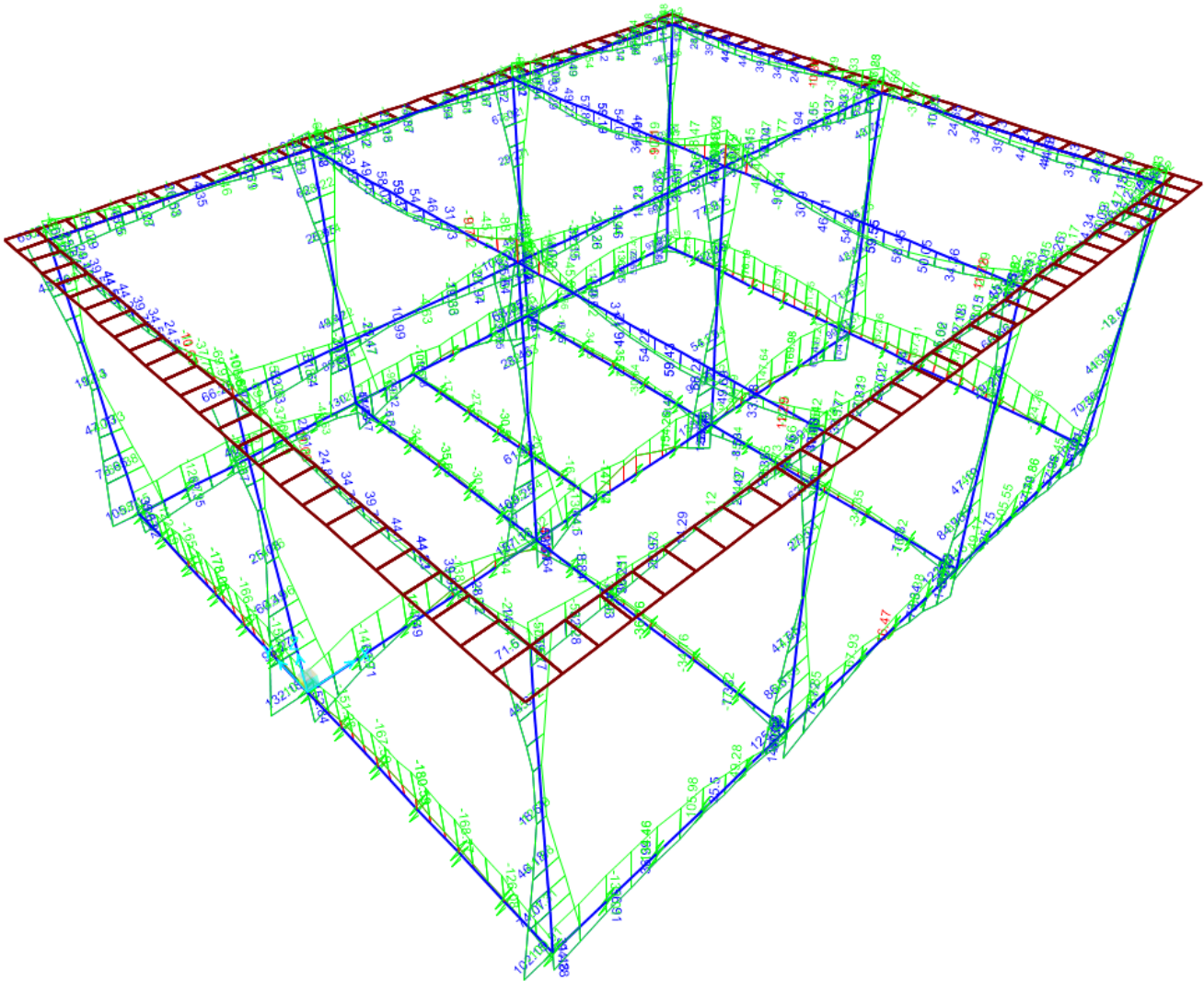


Azione di taglio V 2-2 – env SLU [kN]

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	72 di 238

Moment 3-3 Diagram (comb 129_SLV_100X+30Y+30Z)

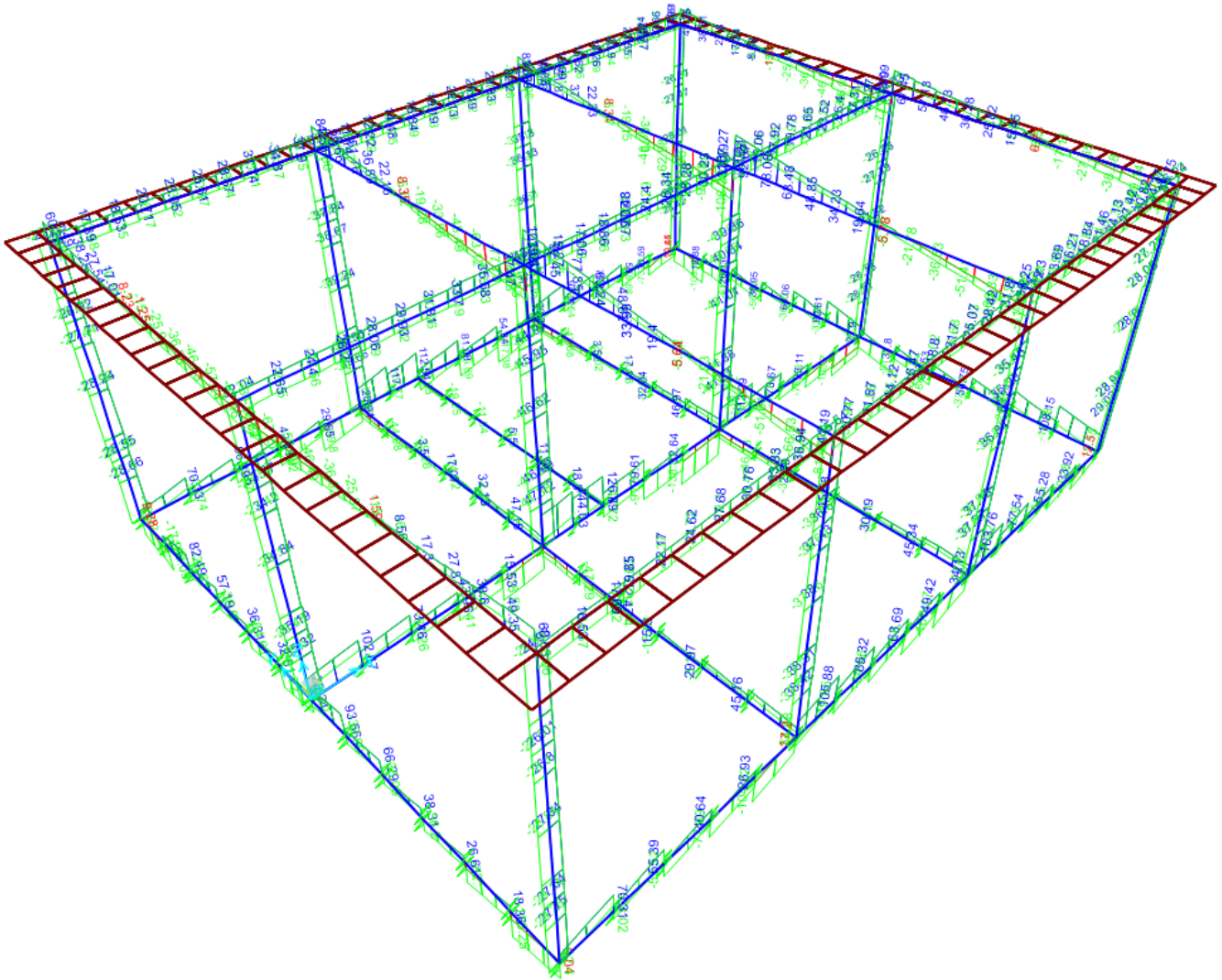


Momento flettente M 3-3 – comb 129_SLV_100X+30Y+30Z [kNm]

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	73 di 238

Shear Force 2-2 Diagram (comb 129_SLV_100X+30Y+30Z)

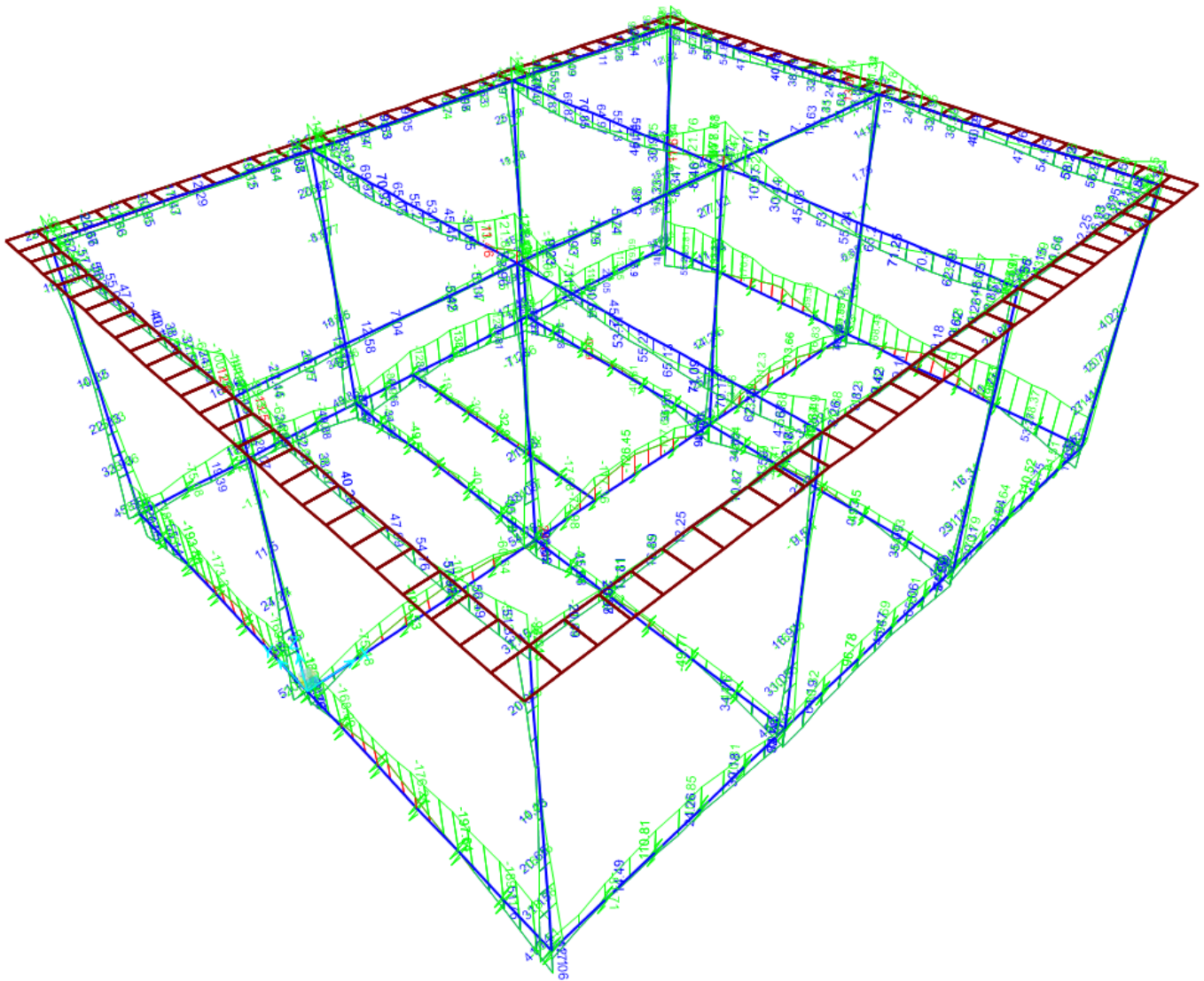


Taglio V 2-2 – comb 129_SLV_100X+30Y+30Z [kNm]

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	74 di 238

Moment 3-3 Diagram (comb 130_SLV_100Y+30X+30Z)

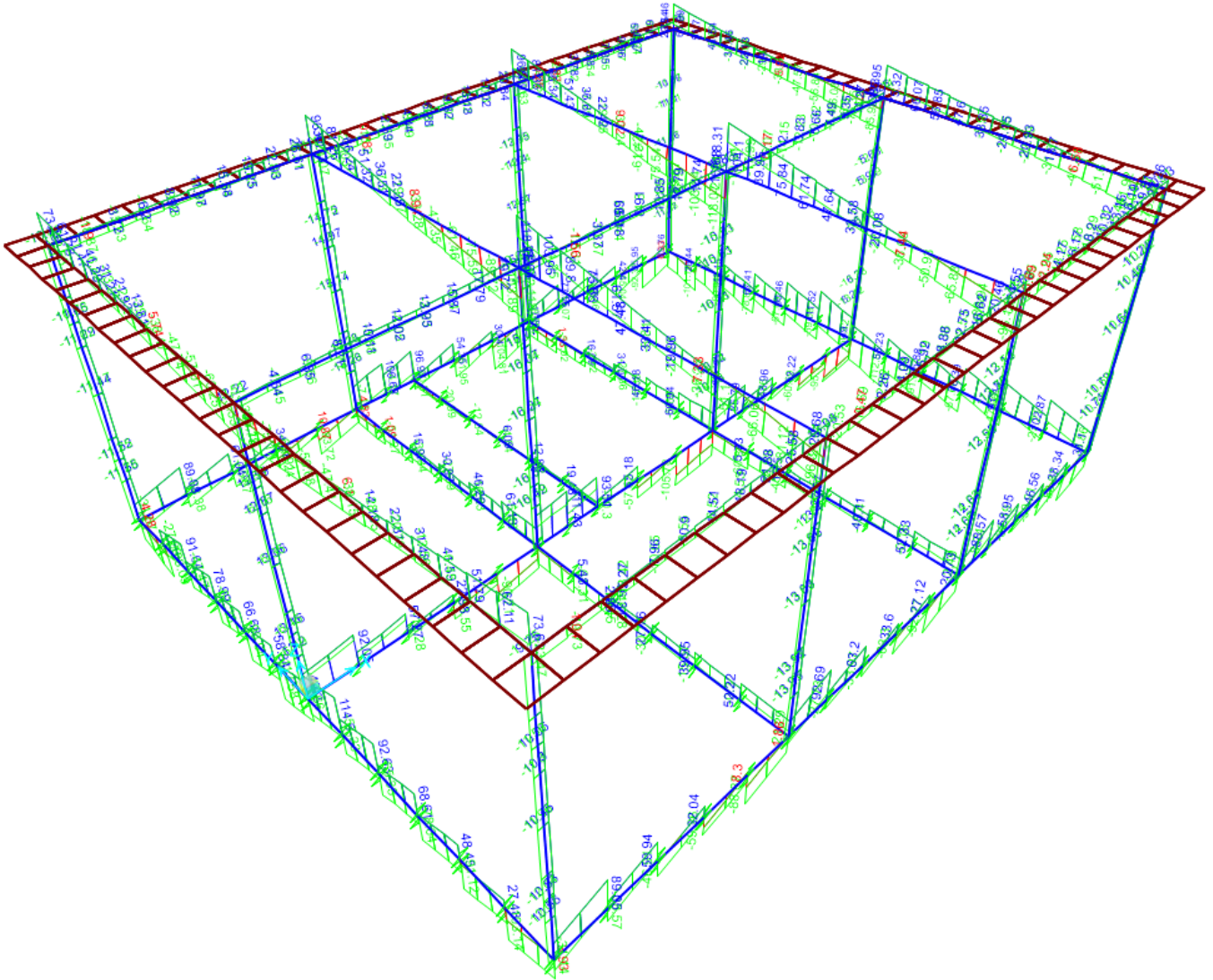


Momento flettente M 3-3 – Combinazione comb 130_SLV_100Y+30X+30Z [kN]

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	75 di 238

Shear Force 2-2 Diagram (comb 130_SLV_100Y+30X+30Z)



Taglio V 2-2 – Combinazione comb 130_SLV_100Y+30X+30Z [kN]

10 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

10.1 Verifica delle membrature

Con riferimento al tabulato meccanografico (integralmente allegato alla presente relazione) tutte le membrature (travi, pilastri e solai) sono state verificate dal programma di calcolo impiegato di comprovata validità (con particolare riferimento al NTC18 ed alla Circolare 21/01/19). Dall'analisi dei tabulati emerge che, con riferimento alla geometria della struttura, ai vincoli esterni ed interni, alla sezione degli elementi strutturali, alle armature, ai materiali utilizzati ed ai carichi agenti, tutte le sezioni risultano verificate.

Di seguito si riportano più dettagliatamente le verifiche eseguite in conformità con il §4.1 NTC 18 (Costruzioni in calcestruzzo) e §7.4 NTC 18 (Progettazione per azioni sismiche - Costruzioni in calcestruzzo). La simbologia utilizzata, ove non espressamente indicato, si riferisce ai suddetti paragrafi delle NTC18.

10.1.1 Verifica Stato Limite Ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo i modelli σ - ϵ adottati sono: (§4.1.2.1.2.2 NTC 18)

- calcestruzzo: Modello parabola-rettangolo. Figura 4.1.1(a) NTC 18
- acciaio: Modello elastico-perfettamente plastico indefinito. Fig. 4.1.2(b) NTC 18

La verifica a pressoflessione deviata è effettuata mediante l'espressione:

$$[(M_y/M_{Ry})^\alpha + (M_x/M_{Rx})^\alpha] \leq 1 \quad (4.1.10 \text{ NTC18})$$

L'esponente α è cautelativamente assunto pari a $\alpha = 1$.

Per il calcolo dei momenti resistenti M_{Rx} ed M_{Ry} dall'armatura longitudinale della sezione viene sottratta l'armatura necessaria alla verifica a torsione.

Le verifiche a torsione e a taglio biassiale sono effettuate con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile imponendo:

$$1 \leq \text{ctg}(\theta) \leq 2,5 \quad (4.1.16 \text{ NTC 18})$$

La verifica del calcestruzzo è effettuata (a vantaggio di sicurezza) mediante l'espressione:

$$(V_{Edx}/V_{Rcdx} + V_{Edy}/V_{Rcdy} + M_t/T_{Rcd}) \leq 1$$

Dove M_t = momento torcente.

La verifica dell'armatura a taglio (staffe) è eseguita considerando l'area di acciaio al netto dell'area necessaria alla verifica a torsione ed avviene, a vantaggio di sicurezza, utilizzando la formula:

$$[(V_{Edx}/V_{Rsdx})^2 + (V_{Edy}/V_{Rsdy})^2] \leq 1$$

Ogni sezione (per pilastri e travi) è verificata per la presenza contemporanea delle sei sollecitazioni (N , M_x , M_y , V_x , V_y , M_t).

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle strutture del fabbricato</p>	<p>COMMESSA IA4S</p>	<p>LOTTO 02 D 18</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO FA2400001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 77 di 238</p>

10.1.2 Verifica Stato Limite Tensione di Esercizio

Le verifiche delle tensioni di esercizio sono fatte in conformità con il § 4.1.2.2.5 NTC18.

La verifica è effettuata, per tutte le sezioni (travi e pilastri), a pressoflessione deviata (presenza contemporanea di N, M_x, M_y) con l'espressione:

$$|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1$$

dove:

M_{ax}= Momento M_x ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N

M_{ay}= Momento M_y ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N

10.1.3 Verifica Stato Limite di Fessurazione

Le verifiche dello stato limite di fessurazione sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.4 NTC18. Si è scelto quindi, conformemente con quanto suggerito dalla Circolare 617 2/2/09§ 4.1.2.2.4.6, di far riferimento al D.M. 9 gennaio 1996e al punto B.6 della Circolare Min. LL.PP 252 del 15/10/1996.

Per ogni lato della sezione è calcolato, considerando una tensoflessione retta, l'apertura della fessura con l'espressione:

$$w_d = 1,7 \quad w_m = 1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm} [1]$$

I valori così calcolati sono confrontati con i valori nominali ricavati dalla tabella 4.1.IV NTC18.

In aggiunta alle verifiche a tensoflessione retta viene effettuata la verifica a fessurazione a tensoflessione deviata procedendo in questo modo:

- Si è scelto il valore Δ_{sm} che corrisponde alla massima fessurazione a tensoflessione semplice;
- Si è ricavato ϵ_{sm} dalla [1] ponendo w_d pari al valore nominale ammissibile;
- Si è ricavato σ_s dall'equazione: $\epsilon_{sm} = \sigma_s(1 - \beta_1 \beta_2 \beta^2) / E_s$ (CM LL.PP 252 del 15/10/1996 §B.6.6.3.(b))
- Nota la σ_s si è proceduto alla verifica con la formula $|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1$

10.1.4 Verifica Stato Limite di Deformazione

Le verifiche allo stato limite di deformazione sono realizzate secondo quanto indicato nel §C4.1.2.2.2 della Circolare 11/02/19. In particolare il calcolo della deformazione flessionale delle travi è effettuato mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo.

Il modulo elastico del calcestruzzo E_{eff} è calcolato tenendo conto degli effetti della viscosità secondo l'espressione:

$$E_{eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad (7.20 \text{ EC2})$$

dove:

$\varphi(\infty, t_0)$ è calcolato mediante la tabella 11.2.VII delle NTC 18 e con $t_0 = 30$ giorni.

E_{cm} = Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo calcolato con la 11.2.5 NTC18.

Le sezioni interamente fessurate sono omogeneizzate con $n=15$.

10.2 Ulteriori verifiche in presenza di azioni sismiche

Con riferimento alla prescrizione generale per opere civili ed industriali in zona sismica, presente nel §7.3.6.1 NTC18, è stato verificato che gli orizzontamenti sono in grado di trasmettere, agli stati limiti ultimi, le forze ottenute dall'analisi incrementate del 30%.

Le verifiche di resistenza dei nodi trave -pilastro, come riportate nel §7.4.4.3.1 NTC18, sono state omesse poiché la struttura in oggetto è stata verificata in classe di duttilità CD "B".

Sono state inoltre verificate le regole concernenti i dettagli costruttivi riguardanti le strutture in C.A. (§7.4.6 NTC18).

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante

dall'analisi e la capacità a flessione $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante

dall'analisi e la capacità a flessione $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione

di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Tale verifica è omessa in quanto l'edificio è monopiano.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{c,Rd}^s + M_{c,Rd}^i}{l_p}$$

momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{C,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro. Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano. Inoltre al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo la seguente espressione:

$$(7.4.5 \text{ NTC } 18)$$

nella quale l_p è la lunghezza del pilastro (escludendo l'ingombro delle travi in esso confluenti).

10.3 ULS – Verifica della soletta di copertura

Il solaio è stato verificato allo SLU e allo SLV adottando i classici modelli di trave continua su più appoggi. La sezione trasversale del solaio Predalles è stata modellata come una sezione a T in c.a. Di seguito si riporta la verifica di progetto dei solai.

Carichi Permanenti:	$G = [(3.10 + 1.60) \cdot 1.2] = 5.64 \text{ kN/m}$
Sovraccarico variabile:	$Q = 0.50 \cdot 1.2 = 0.60 \text{ kN/m}$
Carico Neve:	$Q_N = 0.8 \times 1.20 = 0.96 \text{ kN/m}$
Carico Totale SLU:	$1.3 G + 1.5Q + 0.75Q_N = 8.96 \text{ kN/m}$
Carico Totale SLE rara:	$G + Q + Q_N = 7.20 \text{ kN/m}$
Carico Totale SLE frequente:	$G + 0,0 \times Q + 0,2 \times Q_N = 5.83 \text{ kN/m}$
Carico Totale SLE quasi permanente:	$G + 0.0 \times Q + 0,0 \times Q_N = 5.64 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni SLU

$$M_{\max} \text{ (in campata)} = [8.96 \times (5.00)^2] / 8 = 28.00 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} \text{ (in appoggio)} = [8.96 \times (5.00)^2] / 12 = 18.67 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} \text{ (in appoggio)} = 8.96 \times 5.00 / 2 = 22.40 \text{ kN}$$

$$M_{\max, \text{tr}} \text{ (in campata)} = 28.00 / 3 = 9.33 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} \text{ (in appoggio)} = 18.67 / 3 = 6.22 \text{ kNm}$$

$$T_{\max, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 22.40 / 3 = 7.47 \text{ kN}$$

Sollecitazioni SLE rara

$$M_{\max, \text{tr}} (\text{in campata}) = 7.50 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 5.00 \text{ kNm}$$

$$T_{\max, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 6.00 \text{ kN}$$

Sollecitazioni SLE frequente

$$M_{\max, \text{tr}} (\text{in campata}) = 6.07 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 4.05 \text{ kNm}$$

$$T_{\max, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 4.86 \text{ kN}$$

Sollecitazioni SLE quasi permanente

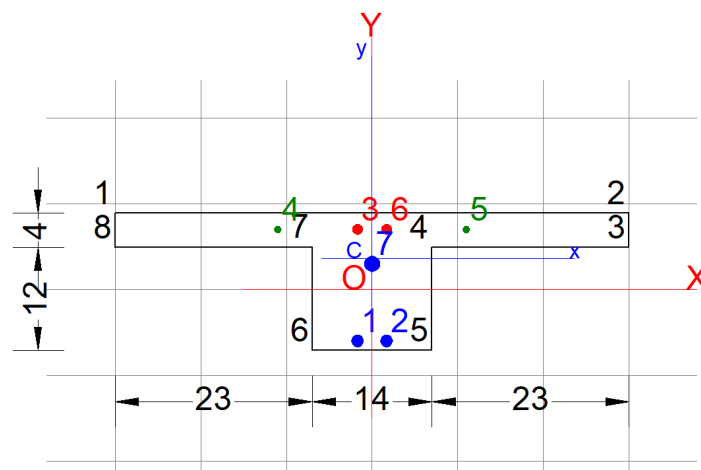
$$M_{\max, \text{tr}} (\text{in campata}) = 5.88 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 3.92 \text{ kNm}$$

$$T_{\max, \text{tr}} (\text{in appoggio}) = 4.70 \text{ kN}$$

10.3.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

10.3.1.1 Flessione senza forze assiali



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Predalles 20.secEC

Section description:
 Section type: Beam without stirrups
 Reference code: NTC 2018
 Exposure Class: X0 - No Carbonation (low humidity or submerged)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C30/37
Design compressive strength fcd:	20.0 MPa
Shear reduced compressive strenght v1* fcd:	10.6 MPa (6.9)EC2
Coeff. Alfa_cc:	1.00 (3.15) EC2
Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff v min:	0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
Strain at max strength ec2:	0.0020
Ultimate strain ecu:	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm?
Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm?
Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.400 mm

STEEL -

Longitudinal Bars:	B550B
Characteristic yield stress fyk:	550.00 MPa
Tensile strength ftk:	600.0 MPa
Design yield stress fyd:	478.3 MPa
Design strength ftd:	478.3 MPa
Design ultimate strain esu:	0.045
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
Stirrups:	B500A
Characteristic yield stress fyk:	500.00 MPa
Tensile strength ftk:	600.0 MPa
Design yield stress fyd:	434.8 MPa
Design strength ftd:	434.8 MPa
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	440.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	8.9
2	30.0	8.9
3	30.0	4.9

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	82 di 238

4	7.0	4.9
5	7.0	-7.1
6	-7.0	-7.1
7	-7.0	5.0
8	-30.0	4.9

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam[mm]
1	-1.7	-6.0	14
2	1.7	-6.0	14
3	-1.7	7.0	12
4	-11.0	7.0	8
5	11.0	7.0	8
6	1.7	7.0	12
7	0.0	3.0	18

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	9.33	7.47
2	0.00	-6.22	7.47

MX d Design bending force [kNm] around X axis of reference system
VY d Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	0.4 cm
Min distance between longitudinal bars:	2.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	9.33	0.00	26.17	2.805	5.6(0.4)
2	OK	0.00	-6.22	0.00	-29.52	4.746	5.8(0.6)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	83 di 238

Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00671	-30.0	8.9	0.00063	-1.7	7.0	-0.01874	-1.7	-6.0
2	0.00350	-0.00066	-7.0	-7.1	0.00285	-1.7	-6.0	-0.00503	11.0	7.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.001489526	-0.009801467	0.157	0.700
2	0.000000000	-0.000606524	-0.000788127	0.410	0.953

ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR CHECKS IN MEMBER NOT REQUIRING SHEAR REINFORCEMENT

Check	Result of check
Ved	Design shear force [kN] = sum of Vx and Vy projected onto the normal to the neutral axis
Vrd,c	Shear resistance [kN] [§6.2.2 EC2]
d	Mean weighted effective depth of cross-section [cm]
bw	Mean weighted width of cross-section [cm]
Ro	Ratio of long. tensile reinforcement to $(bw*d)$ [<0.02]
Scp	Ratio of axial force N to the area Ac of concrete cross-section [Mpa]
k	Coeff. k in the equation (6.2.a) EC2

Comb.N.	Check	Ved	Vrd,c	d	bw	Ro	Scp	k
1	OK	7.47	17.29	13.5	18.2	0.0153	0.00	2.000
2	OK	7.47	14.72	13.7	14.0	0.0200	0.00	2.000

- *Sezione di campata*

Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 25.94 \text{ kNm} > M_{Ed} = 9.33 \text{ kNm}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

- *Sezione d'appoggio*

Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 28.92 \text{ kNm} > M_{Ed} = 6.22 \text{ kNm}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.3.1.2 Taglio

Verifica a taglio senza armatura trasversale

$$V_{Rd} = 17.50 \text{ kN} > V_{Ed} = 7.47 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.3.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Si verifica qui di seguito che i limiti delle sollecitazioni e quelli di fessurazione sono soddisfatti per tutti i casi S.L.E:

10.3.2.1 Limite delle tensioni e fessurazione

Si verifica qui di seguito che i limiti delle sollecitazioni e quelli di fessurazione sono soddisfatti per tutti i casi S.L.E:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	Assigned Internal Forces		
	N	Mx	My
1	0.00	7.50	0.00
2	0.00	-5.00	0.00

N: Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
MX: Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	Assigned Internal Forces		
	N	Mx	My
1	0.00	6.07 (3.95)	0.00 (0.00)
2	0.00	-4.05 (-6.84)	0.00 (0.00)

N: Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
MX: Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	Assigned Internal Forces		
	N	Mx	My
1	0.00	5.88 (3.95)	0.00 (0.00)
2	0.00	-3.92 (-6.84)	0.00 (0.00)

N: Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
MX: Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinates, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinates, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	85 di 238

As eff
r eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	4.19 (18.0)	50.0	0.0	-172.1 (440.0)	1.7	-6.0	35	3.1	0.088
2	1	OK	5.33 (18.0)	7.0	-7.1	-97.9 (440.0)	1.7	7.0	99	3.3	0.033

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}

Result of check

e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) within the effective tension area, assessed in cracked section

e2 Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the effective tension area, assessed in cracked section

k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]

kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]

k2 = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [see eq.(7.13) EC2]

k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex

∅ Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]

e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es

sr max Max final crack [mm] spacing

wk Calculated value [mm] of crack width = $sr \max \cdot (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]

MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00094	0	0.906	14.0	0.00071 (0.00052)	62	0.044	3.81	0.00
2	OK	-0.00061	0	0.858	10.4	0.00029 (0.00029)	137	0.040	-6.60	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.39 (18.0)	50.0	0.0	-139.3 (440.0)	1.7	-6.0	35	3.1	0.088
2	1	OK	4.32 (18.0)	7.0	-7.1	-79.3 (440.0)	1.7	7.0	99	3.3	0.033

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00076	0	0.906	14.0	0.00054 (0.00042)	62	0.034	3.81	0.00
2	OK	-0.00050	0	0.858	10.4	0.00024 (0.00024)	137	0.033	-6.60	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.28 (13.5)	50.0	0.0	-134.9 (440.0)	1.7	-6.0	35	3.1	0.088
2	1	OK	4.18 (13.5)	7.0	-7.1	-76.8 (440.0)	1.7	7.0	99	3.3	0.033

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00074	0	0.906	14.0	0.00057 (0.00040)	62	0.035 (0.40)	3.81	0.00
2	OK	-0.00048	0	0.858	10.4	0.00023 (0.00023)	137	0.032 (0.40)	-6.60	0.00

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	86 di 238

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	1.00	0.38	140	---	---	---	-32.74	5.6	0.3
2	Frequent	1 (Web)	1.00	0.44	268	---	---	---	-28.82	3.3	0.8
1	Quasi-perm.	1 (Web)	1.00	0.38	140	---	---	---	-31.72	5.6	0.3
2	Quasi-perm.	1 (Web)	1.00	0.43	268	---	---	---	-27.90	3.3	0.8

10.3.2.2 Deformabilità

Per i calcoli di deformazione é usato il software RC-SEC. I valori dei carichi sono questi di S.L.E Quasi-permanenti, come precedentemente mostrato.

DEFLECTIONS CHECK IN A REINFORCED CONCRETE BEAM (By numerical integration [§7.4.3(7)])

FILE NAME: Predalles 20 deflection.secEC

Section description:	
Beam data:	Beam on two supports
N. sub-elements of beam:	1
Mean length of discretization of sub-elements:	20.0 cm
Moment at the left support (+ if counterclockwise):	3.92
Moment at the right support (+ if clockwise):	3.92
Type of load combination (Serviceability Limit State): Quasi-Permanent	

MATERIALS

CONCRETE	Class:	C30/37
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Creep coeff.:	2.50
	Shrinkage coeff.:	2.50
	Ageing coeff.:	0.800
	Critical concrete compressive stress SLS:	14.4 MPa
STEEL	Grade:	B550B
	Elastic modulus Ef:	200000.0 MPa
	Coeff. ? [eq.(7.19)]for short-term deflection:	1.00
	Coeff. ? [eq.(7.19)]for long-term deflection:	0.50
	Critical steel tension stress:	-440.00 MPa

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	87 di 238

CHARACTERISTICS OF EACH SUB-ELEMENTS OF BEAM

N. Element:	Sequence numbers assigned to the elements from right to left
Section name:	File name of section assigned to the elements
Length:	Elem. length [cm]
Py:	Consant uniform vertical load on the element [kN/m] [+ if downwards]

N.Timber	Section Name	Length	Py
1	Predalles 20.secEC	500.0	1.88

DEFLECTIONS - CURVATURES - AXIAL DISPLACEMENTS OF BEAM SECTIONS

N.Sec:	Progressive order number of the section (from beam discretization) from left to right
X sec:	Distance of sections from left end of the beam
Sec. Name:	File name of section at X distance
Check:	OK/NotOK = conformity of max stresses to the critical stresses of materials
Crack:	Y/N = section cracked or not cracked (concrete stresses < tensile strength)
Df. I:	Short time deflection [cm] [+ if downward] in the current section
Cur. I:	Short time curvature [1/cm] in current the section
A.D. I:	Short time axial displacement [cm] of section (+ if form right to left)
Df. F:	Long time deflection [cm] of current section [+ if downward]
Cur. F:	Long time curvature [1/cm] of current section
A.D. F:	Long time axial displacement [cm] of section

N.Sec	X	Sec. Name	Check	Crack	Df. I	Cur. I	A.D. I	Df. F	Cur. F	A.D. F
1	10.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.000	-0.0000098	0.000	0.115	0.0000211	0.000
2	30.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.004	-0.0000074	0.000	0.336	0.0000273	0.000
3	50.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.011	-0.0000051	0.000	0.547	0.0000330	0.000
4	70.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.020	-0.0000031	0.000	0.744	0.0000381	0.000
5	90.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.030	-0.0000013	0.000	0.926	0.0000427	0.000
6	110.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.041	0.0000003	0.000	1.091	0.0000468	0.000
7	130.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.051	0.0000017	0.000	1.237	0.0000503	0.000
8	150.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.061	0.0000029	0.000	1.363	0.0000533	0.000
9	170.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.070	0.0000038	0.000	1.468	0.0000557	0.000
10	190.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.077	0.0000046	0.000	1.551	0.0000576	0.000
11	210.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.082	0.0000051	0.000	1.610	0.0000589	0.000
12	230.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.085	0.0000054	0.000	1.646	0.0000597	0.000
13	250.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.087	0.0000055	0.000	1.658	0.0000600	0.000
14	270.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.085	0.0000054	0.000	1.646	0.0000597	0.000
15	290.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.082	0.0000051	0.000	1.610	0.0000589	0.000
16	310.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.077	0.0000046	0.000	1.551	0.0000576	0.000
17	330.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.070	0.0000038	0.000	1.468	0.0000557	0.000
18	350.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.061	0.0000029	0.000	1.363	0.0000533	0.000
19	370.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.051	0.0000017	0.000	1.237	0.0000503	0.000
20	390.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.041	0.0000003	0.000	1.091	0.0000468	0.000
21	410.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.030	-0.0000013	0.000	0.926	0.0000427	0.000
22	430.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.020	-0.0000031	0.000	0.744	0.0000381	0.000
23	450.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.011	-0.0000051	0.000	0.547	0.0000330	0.000
24	470.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.004	-0.0000074	0.000	0.336	0.0000273	0.000
25	490.0	Predalles 20.secEC	OK	N	0.000	-0.0000098	0.000	0.115	0.0000211	0.000

CHECK OF MAX STRESSES FOR SINGLE SECTION

Sec.N.:	Progressive order number of section from left to righth
X Sez:	Distance of section from left end of beam
Section Name:	Name of file section for the current section at X distance
Check:	OK/NotOK = conformity of max stresses to critical stresses
Moment:	Bending moment [kNm] in the current section
N:	Axial internal force [kN] assigned [+ if compressive]
Sc max:	Max concrete stress [Mpa] [+ if compressive]

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	88 di 238

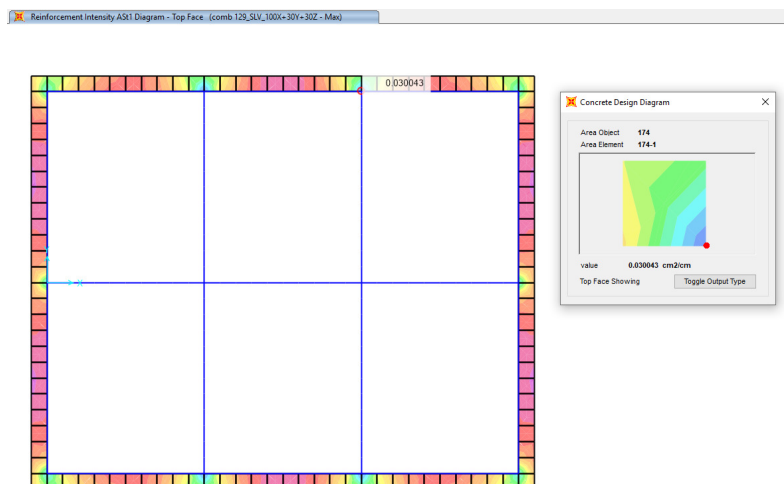
Ss min: Min tension stress [Mpa] in steel long. bars

N.Sec	X	Section name	Check	Moment (Mcrack)	N	Sc max	Ss min
1	10.0	Predalles 20.secEC	OK	-3.46 (-5.70)	0.00	-6.144	-320.89
2	30.0	Predalles 20.secEC	OK	-2.59 (-5.70)	0.00	-5.807	-309.77
3	50.0	Predalles 20.secEC	OK	-1.81 (-5.70)	0.00	-5.500	-299.62
4	70.0	Predalles 20.secEC	OK	-1.09 (-5.70)	0.00	-5.221	-290.43
5	90.0	Predalles 20.secEC	OK	-0.45 (-5.70)	0.00	-4.973	-282.21
6	110.0	Predalles 20.secEC	OK	0.11 (-5.70)	0.00	-4.753	-274.96
7	130.0	Predalles 20.secEC	OK	0.60 (-5.70)	0.00	-4.563	-268.67
8	150.0	Predalles 20.secEC	OK	1.02 (-5.70)	0.00	-4.402	-263.35
9	170.0	Predalles 20.secEC	OK	1.35 (-5.70)	0.00	-4.270	-259.00
10	190.0	Predalles 20.secEC	OK	1.62 (-5.70)	0.00	-4.167	-255.61
11	210.0	Predalles 20.secEC	OK	1.80 (-5.70)	0.00	-4.094	-253.20
12	230.0	Predalles 20.secEC	OK	1.92 (-5.70)	0.00	-4.050	-251.74
13	250.0	Predalles 20.secEC	OK	1.96 (-5.70)	0.00	-4.036	-251.26
14	270.0	Predalles 20.secEC	OK	1.92 (-5.70)	0.00	-4.050	-251.74
15	290.0	Predalles 20.secEC	OK	1.80 (-5.70)	0.00	-4.094	-253.20
16	310.0	Predalles 20.secEC	OK	1.62 (-5.70)	0.00	-4.167	-255.61
17	330.0	Predalles 20.secEC	OK	1.35 (-5.70)	0.00	-4.270	-259.00
18	350.0	Predalles 20.secEC	OK	1.02 (-5.70)	0.00	-4.402	-263.35
19	370.0	Predalles 20.secEC	OK	0.60 (-5.70)	0.00	-4.563	-268.67
20	390.0	Predalles 20.secEC	OK	0.11 (-5.70)	0.00	-4.753	-274.96
21	410.0	Predalles 20.secEC	OK	-0.45 (-5.70)	0.00	-4.973	-282.21
22	430.0	Predalles 20.secEC	OK	-1.09 (-5.70)	0.00	-5.221	-290.43
23	450.0	Predalles 20.secEC	OK	-1.81 (-5.70)	0.00	-5.500	-299.62
24	470.0	Predalles 20.secEC	OK	-2.59 (-5.70)	0.00	-5.807	-309.77
25	490.0	Predalles 20.secEC	OK	-3.46 (-5.70)	0.00	-6.144	-320.89

Si disporranno 2 Ø 14 all'intradosso e 2 Ø 12 all'estradosso.

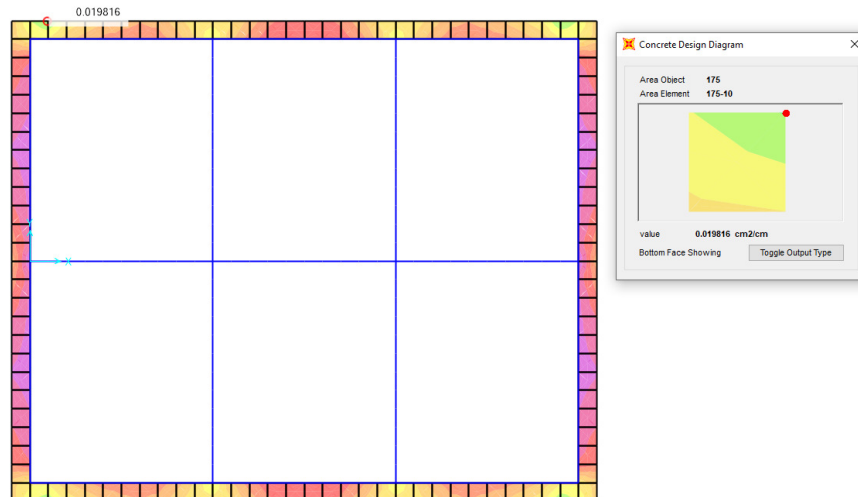
Incidenza armatura: 170 kg/m³

10.4 Mensola di copertura



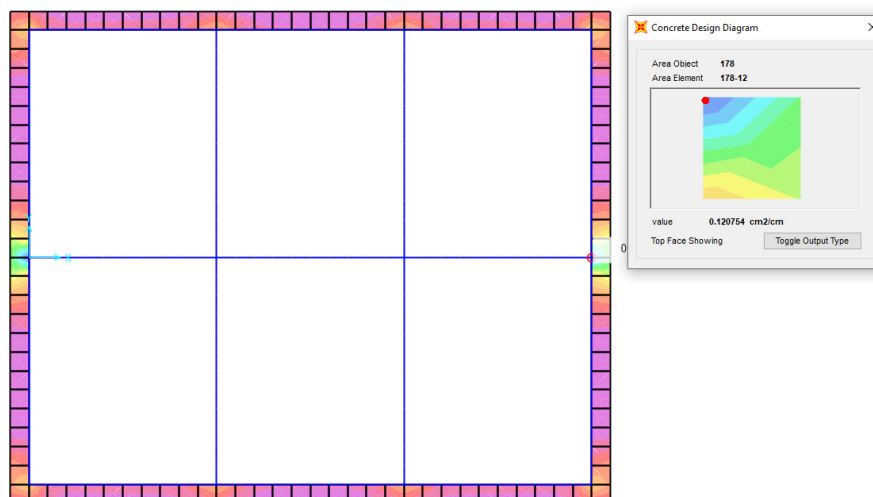
Armatura superiore delle mensole di copertura SLV relativa alla asse globale X (cm²/cm)

Reinforcement Intensity AS1 Diagram - Bot Face (comb: 129_SLV_100X+30Y+30Z - Max)



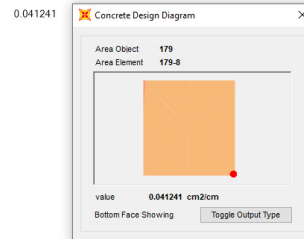
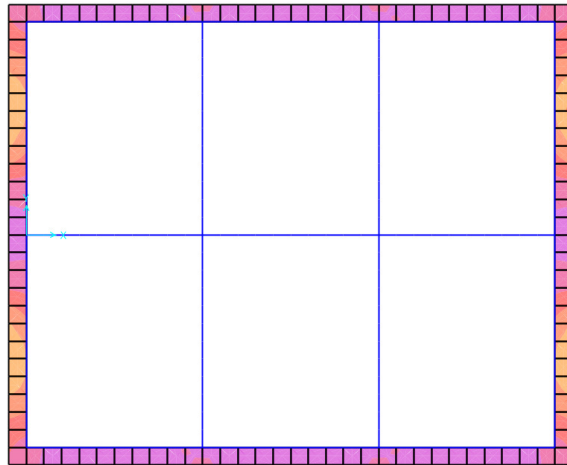
**Armatura inferiore delle mensole di copertura SLV relativa alla asse globale X
(cm²/cm)**

Reinforcement Intensity AS2 Diagram - Top Face (comb: 129_SLV_100X+30Y+30Z - Max)



**Armatura superiore delle mensole di copertura SLV relativa alla asse globale Y
(cm²/cm)**

Reinforcement Intensity AS2 Diagram - Bot Face. (comb 129_SLV_100X+30Y+30Z - Max)



**Armatura inferiore delle mensole di copertura SLV relativa alla asse globale Y
(cm²/cm)**

- Armatura superiore lungo la periferia 5 Φ 18
- Armatura inferiore lungo la periferia 3 Φ 14
- Armatura superiore in croce la periferia Φ 14 ogni 150 mm
- Armatura inferiore in croce la periferia Φ 10 ogni 150 mm

Incidenza armatura: 290 kg/mc

10.5 Verifiche di rigidezza degli elementi strutturali agli Stati Limite di Dano (SLD)

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

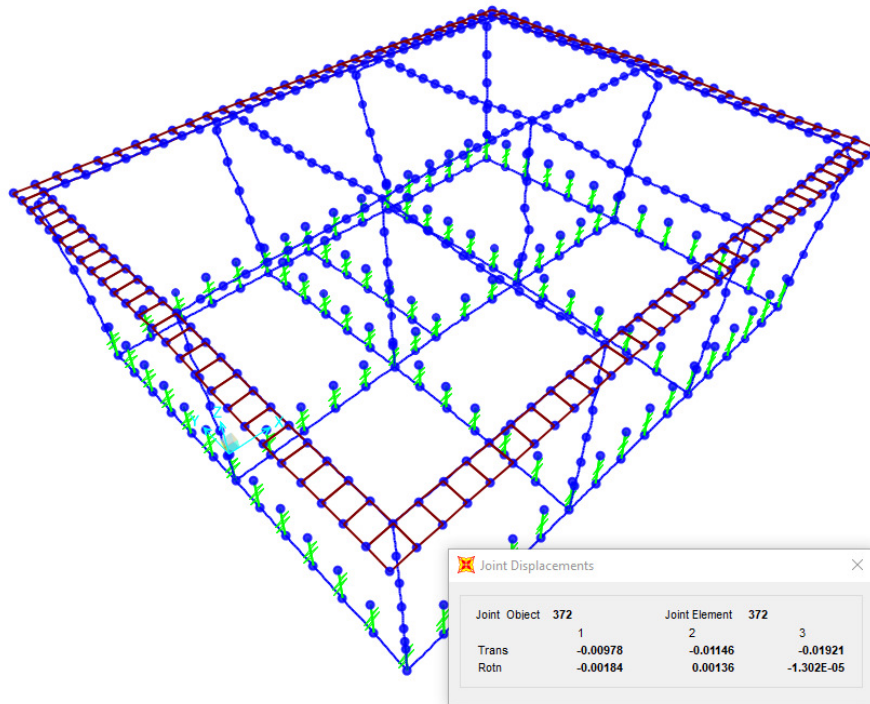
a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q_d r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili [7.3.11a]}$$

Conseguentemente, per $q=1.5$:

$$d_r \leq \frac{1.5}{0.9} \cdot 0.005h = 18,33 \text{ mm}$$

Deformed Shape (comb 128_SLD)



Si riportano gli spostamenti lungo l'asse **x** per effetto della Comb 128 SLD , al nodo 372.

$$d_r = u_1 = -0,00978 \text{ m} < 0,0183 \text{ m.}$$

La verifica risulta soddisfatta!

Si riportano gli spostamenti lungo l'asse **y** per effetto della Comb 128 SLD, al nodo 372.

$$d_r = u_2 = -0,01146 \text{ m} < 0,0183 \text{ m.}$$

La verifica risulta soddisfatta!

10.6 Travi (30x50)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi trasversali (di telaio) e longitudinali aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x50 cm. Le verifiche sono condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

10.6.1 Flessione

10.6.1.1 Travi longitudinali - Appoggi

- Verifiche agli SLU

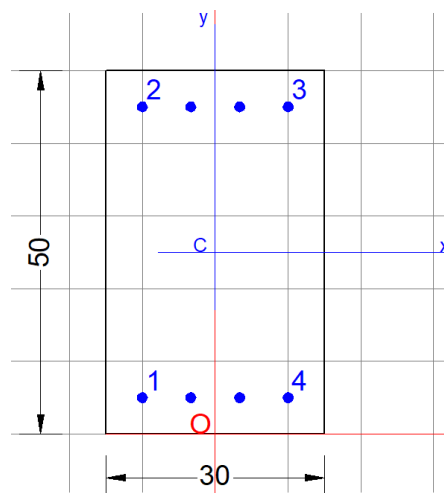
Sollecitazioni SLU

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
66	0	comb 10 ULS	-7.595	1.474	0.174	0.0902	0.4737	28.865	max M3
381	5	comb 10 ULS	-1.126	43.251	2.55	1.890	-1.901	-43.673	min M3

Sollecitazioni SLV

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
68	5	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	1.63	31.29	0.51	0.215	0.467	74.458	max M3
68	0	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	-1.63	-39.523	-0.51	-0.261	-0.467	-76.083	min M3

Verifica RC-SEC:



**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	93 di 238

Section description:
 Section type: Beam
 Reference code: NTC 2018
 Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
 Stress path: Constant ratio M/N to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia
 Ductility class: DCM
 Curvature ductility factor request: 8.15
 Section's position in the member: In critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37	
	Design compressive strength fcd:	17.0	MPa
	Shear reduced compressive strenght v1* fcd:	8.5	MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0110	Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6	MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0	kN/cm?
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0	daN/cm?
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200	mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal	
Concrete Class:	C30/37	
Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-15.0	0.0
2	-15.0	50.0
3	15.0	50.0
4	15.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam[mm]
--------	--------	--------	----------

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	94 di 238

1	-10.0	5.0	14
2	-10.0	45.0	14
3	10.0	45.0	14
4	10.0	5.0	14

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
∅	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	∅
1	1	4	2	14
2	2	3	2	14

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter:	8 mm
Spacing of stirrups:	10.0 cm
Stirrups:	One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	7.60	28.87	0.47	0.00	0.00
2	1.13	-43.67	-1.90	0.00	0.00
3	-1.63	74.46	0.47	0.00	0.00
4	1.63	-76.08	-0.47	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	4.3 cm
Min distance between longitudinal bars:	5.3 cm
Min edge cover of stirrups:	3.5 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS - LOCAL DUCTILITY CONTROL

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inerzia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inerzia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	95 di 238

As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Max ductility area for code is shown between brackets [eq.(5.11) EC8]
As Compr Area [cm²] of bars in compressive zone (beam section). Min area for code is shown between brackets [§5.4.3.1.2(4)a) EC8]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension	As Compr
1	OK	7.60	28.87	0.47	28.38	108.22	1.78	3.748	6.2(13.5)	6.2(3.0)
2	OK	1.13	-43.67	-1.90	2.75	-102.93	-4.52	2.357	6.2(12.0)	4.6(3.0)
3	OK	-1.63	74.46	0.47	-2.22	102.27	0.66	1.374	6.2(13.5)	6.2(3.0)
4	OK	1.63	-76.08	-0.47	2.34	-103.20	-0.61	1.356	6.2(13.5)	6.2(3.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete
ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00940	15.0	50.0	0.00046	10.0	45.0	-0.02357	-10.0	5.0
2	0.00350	-0.00881	-15.0	0.0	0.00056	-10.0	5.0	-0.02229	10.0	45.0
3	0.00350	-0.01054	15.0	50.0	0.00021	10.0	45.0	-0.02597	-10.0	5.0
4	0.00350	-0.01045	-15.0	0.0	0.00023	-10.0	5.0	-0.02579	10.0	45.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000012600	0.000594509	-0.026414427	0.129	0.700
2	-0.000033021	-0.000554742	0.003004692	0.136	0.700
3	0.000005886	0.000651639	-0.029170253	0.119	0.700
4	-0.000005764	-0.000647658	0.003413544	0.119	0.700

• **Verifiche agli SLE**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

a) **Verifiche di fessurazione:**

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;

- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

b) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Sollecitazioni SLS rare									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
381	5	comb 84 SLS rare	-0.82	30.59	1.73	1.51	1.29	-30.73	min M3
66	0	comb 84 SLS rare	-5.52	-0.6	0.13	0.1	0.35	17.58	max M3

Sollecitazioni SLS freq

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
381	5	comb 120 SLS Freq	-0.3	19.19	0.55	1.92	-0.41	-19.03	min M3
68	5	comb 125 SLS Freq	5.08	4.20	0.007	-0.03	-0.03	7.22	max M3

Sollecitazioni SLS quasi perm

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
68	0	comb 126 SLS Quasi Perm	3.55	-13.58	0.007	-0.03	0.003	-17.15	min M3
68	5	comb 126 SLS Quasi Perm	3.55	5.18	0.007	-0.03	-0.03	3.86	max M3

Verifica RC-SEC:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.82	-30.73	1.29
2	5.52	17.58	0.35

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.30	-19.03 (-43.08)	-0.41 (-0.93)
2	5.08	7.22 (47.46)	-0.03 (-0.20)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	98 di 238

1	-3.55	-17.15 (-43.92)	0.00 (0.01)
2	-3.55	3.86 (40.73)	-0.03 (-0.32)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.63 (18.0)	15.0	0.0	-127.3 (360.0)	-10.0	45.0	335	6.2	0.018
2	1	OK	1.95 (18.0)	15.0	50.0	-67.3 (360.0)	-10.0	5.0	350	6.2	0.018

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
∅	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00074	0	0.500	14.0	0.00038 (0.00038)	276	0.105	-41.57	1.75
2	OK	-0.00039	0	0.500	14.0	0.00020 (0.00020)	281	0.057	44.38	0.88

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.10 (18.0)	0.0	0.0	-77.4 (360.0)	10.0	45.0	355	6.2	0.017
2	1	OK	0.77 (18.0)	-15.0	50.0	-25.1 (360.0)	10.0	5.0	356	6.2	0.017

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00045	0	0.500	14.0	0.00023 (0.00023)	283	0.066 (0.30)	-43.08	-0.93
2	OK	-0.00015	0	0.500	14.0	0.00008 (0.00008)	284	0.021 (0.30)	47.46	-0.20

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	99 di 238

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.73 (13.5)	15.0	0.0	-71.3 (360.0)	-10.0	45.0	375	6.2	0.016
2	1	OK	0.38 (13.5)	-15.0	50.0	-18.3 (360.0)	10.0	5.0	386	6.2	0.016

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	III	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00041	0	0.500	14.0	0.00021 (0.00021)	291	0.062 (0.20)	-43.92	0.01
2	OK	-0.00011	0	0.500	14.0	0.00006 (0.00006)	295	0.016 (0.20)	40.73	-0.32

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Ac = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	742	0.27	0.02	1.50	---	6.2	1.9
2	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	705	4.53	0.30	1.50	---	6.2	1.8
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	765	-3.16	-0.21	0.67	---	6.2	2.0
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	819	-3.17	-0.21	0.67	---	6.2	2.1

- Armatura superiore 4 Φ 14
- Armatura inferiore 4 Φ 14

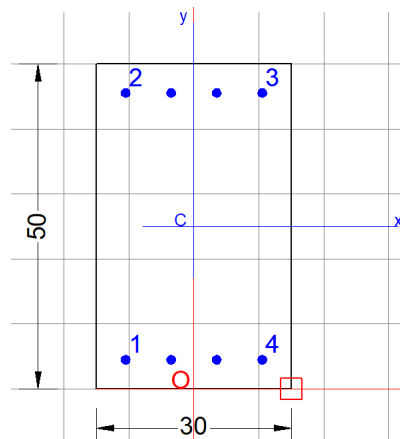
10.6.1.2 Travi longitudinali – Mezzeria

- Verifiche agli SLU

Sollecitazioni SLU									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
381	2.5	comb 10 ULS	-11.33	9.18	0.65	1.33	0.65	22.54	max M3
56	2.5	comb 30 ULS	10.24	-5.93	0.62	-2.20	0.66	-7.60	min M3

Sollecitazioni SLV									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
381	2.5	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	2.58	25.615	0.15	1.65	0.434	14.48	max M3
68	2.5	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	-0.181	-30.097	-0.058	-0.26	-0.25	-0.773	min M3

Verifica RC-SEC:



**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	101 di 238

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Travi Long Mezzeria_rev1.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19003-R SSE Pescara - Chieti\03 Work\SEE Manoppello\Model\Calcs_rev1\RC-SEC Checks\Travi Long Mezzeria_rev1.secEC)

Section description:
 Section type: Beam
 Reference code: NTC 2018
 Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia
 Ductility class: DCM
 Section's position in the member: Out of critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C30/37
Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff v min:	0.0110 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
Strain at max strength ec2:	0.0020
Ultimate strain ecu:	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm?
Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm?
Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm

STEEL -

Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
Tensile strength ftk:	540.0 MPa
Design yield stress fyd:	391.3 MPa
Design strength ftd:	391.3 MPa
Design ultimate strain esu:	0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-15.0	0.0
2	-15.0	50.0
3	15.0	50.0
4	15.0	0.0

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	102 di 238

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-10.5	4.5	14
2	-10.5	45.5	14
3	10.5	45.5	14
4	10.5	4.5	14

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
\varnothing	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	4	2	14
2	2	3	2	14

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter:	8 mm
Spacing of stirrups:	20.9 cm
Stirrups:	One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	11.33	22.54	0.65	0.00	0.00
2	-10.24	-7.60	0.66	0.00	0.00
3	-2.58	14.48	0.43	0.00	0.00
4	0.00	-0.77	-0.25	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.8 cm
Min distance between longitudinal bars:	5.6 cm
Min edge cover of stirrups:	3.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS - LOCAL DUCTILITY CONTROL

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	103 di 238

My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min ductility area for code is shown between brackets [eq.(5.12) EC8]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	11.33	22.54	0.65	11.08	106.00	3.04	4.703	6.2(4.8)
2	OK	-10.24	-7.60	0.66	-10.16	-101.29	8.83	13.328	6.2(4.8)
3	OK	-2.58	14.48	0.43	-2.79	103.14	3.07	7.123	6.2(4.8)
4	OK	0.00	-0.77	-0.25	0.00	-97.67	-31.63	126.365	7.7(4.8)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01015	15.0	50.0	0.00060	10.5	45.5	-0.02544	-10.5	4.5
2	0.00350	-0.00828	15.0	0.0	0.00092	10.5	4.5	-0.02140	-10.5	45.5
3	0.00350	-0.01046	15.0	50.0	0.00053	10.5	45.5	-0.02611	-10.5	4.5
4	0.00350	-0.00282	-15.0	0.0	0.00188	-10.5	4.5	-0.00963	10.5	45.5

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000021072	0.000624326	-0.028032382	0.121	0.700
2	0.000058690	-0.000514313	0.002619643	0.141	0.700
3	0.000021495	0.000638645	-0.028754673	0.118	0.700
4	-0.000161961	-0.000197899	0.001070587	0.266	0.773

• **Verifiche agli SLE**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

c) **Verifiche di fessurazione:**

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

d) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Sollecitazioni SLS rare									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
56	2.5	comb 93 SLS rare	7.24	-3.014	0.45	-1.91	0.46	-1.72	min M3
381	2.5	comb 84 SLS rare	-7.68	6.25	0.44	1.04	0.44	15.90	max M3

Sollecitazioni SLS freq									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
67	2.5	comb 124 SLS Freq	4.03	0.22	0.08	0.04	-0.02	2.13	min M3
381	2.5	comb 120 SLS Freq	-1.95	2.72	0.12	1.16	0.10	9.26	max M3

Sollecitazioni SLS quasi perm									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
67	2.5	comb 126 SLS Quasi Perm	6.17	0.22	0.08	0.04	-0.02	2.62	min M3
381	2.5	comb 126 SLS Quasi Perm	-0.22	2.10	0.03	1.27	0.01	7.71	max M3

Verifica RC-SEC:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-7.24	-1.72	0.46
2	7.68	15.90	0.44

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-4.03	2.13 (37.89)	-0.02 (-0.36)
2	1.95	9.26 (45.16)	0.10 (0.49)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-6.17	2.62 (36.67)	-0.02 (-0.28)
2	0.22	7.71 (45.21)	0.01 (0.06)

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	106 di 238

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.35 (18.0)	15.0	0.0	-16.6 (360.0)	-10.5	45.5	174	3.1	0.018
2	1	OK	1.76 (18.0)	15.0	50.0	-58.5 (360.0)	-10.5	4.5	338	6.2	0.018

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
ll	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
sr max	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
wk	Max final crack [mm] spacing
MX crack	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MY crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00010	0	0.500	14.0	0.00005 (0.00005)	264	0.013	-23.85	6.38
2	OK	-0.00034	0	0.500	14.0	0.00018 (0.00018)	260	0.046	44.86	1.24

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.19 (18.0)	-15.0	50.0	-11.7 (360.0)	10.5	4.5	359	6.2	0.017
2	1	OK	0.96 (18.0)	15.0	50.0	-35.4 (360.0)	-10.5	4.5	360	6.2	0.017

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00007	0	0.500	14.0	0.00003 (0.00003)	268	0.009 (0.30)	37.89	-0.36
2	OK	-0.00020	0	0.500	14.0	0.00011 (0.00011)	268	0.028 (0.30)	45.16	0.49

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
-------	-----	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	-------

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	107 di 238

1	1	OK	0.22 (13.5)	-15.0	50.0	-15.3 (360.0)	10.5	4.5	354	6.2	0.017
2	1	OK	0.77 (13.5)	15.0	50.0	-30.2 (360.0)	-10.5	4.5	345	6.2	0.018

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00009	0	0.500	14.0	0.00005 (0.00005)	266	0.012 (0.20)	36.67	-0.28
2	OK	-0.00017	0	0.500	14.0	0.00009 (0.00009)	263	0.024 (0.20)	45.21	0.06

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	879	-3.59	-0.24	0.67	---	6.2	2.3
2	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	742	1.74	0.12	1.50	---	6.2	1.9
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.41	909	-5.50	-0.37	0.67	---	6.2	2.4
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	752	0.20	0.01	1.50	---	6.2	1.9

- Armatura superiore 4 Φ 14
- Armatura inferiore 4 Φ 14

Incidenza armatura travi longitudinali: 150 kg/m³

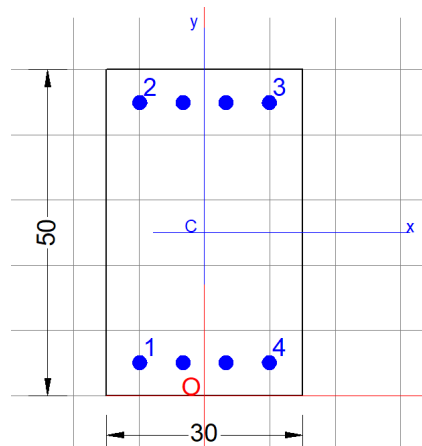
10.6.1.3 Travi trasversali - Appoggi

- Verifiche agli SLU

Sollecitazioni SLU									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
71	6.05	comb 35 ULS	-12.99	155.69	-0.32	0.03	0.88	-189.16	min M3
65	0	comb 62 ULS	0.79	-11.99	-3.43	0.59	-2.3	-9.34	max M3

Sollecitazioni SLV									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
71	6.05	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	-14.87	71.751	-4.643	-0.20	-5.12	-178.61	min M3
71	2.01667	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	4.056	6.35	1.31	0.37	1.77	71.26	max M3

Verifica RC-SEC:



**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	109 di 238

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Travi Transv Appoggi_rev1.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19003-R SSE Pescara - Chieti\03 Work\SEE Manoppello\Model\Calcs_rev1\RC-SEC Checks\Travi Transv Appoggi_rev1.secEC)

Section description:
 Section type: Beam
 Reference code: NTC 2018
 Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia
 Ductility class: DCM
 Curvature ductility factor request: 8.15
 Section's position in the member: In critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C30/37
Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff v min:	0.0110 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
Strain at max strength ec2:	0.0020
Ultimate strain ecu:	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm?
Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm?
Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm

STEEL -

Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
Tensile strength ftk:	540.0 MPa
Design yield stress fyd:	391.3 MPa
Design strength ftd:	391.3 MPa
Design ultimate strain esu:	0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-15.0	0.0
2	-15.0	50.0
3	15.0	50.0
4	15.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	110 di 238

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-9.9	5.1	22
2	-9.9	44.9	22
3	9.9	44.9	22
4	9.9	5.1	22

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 \varnothing Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	4	2	22
2	2	3	2	22

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 8 mm
 Spacing of stirrups: 7.5 cm
 Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
 Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	12.99	-189.16	0.88	0.00	0.00
2	-0.79	-9.34	-2.30	0.00	0.00
3	14.87	-178.61	-5.12	0.00	0.00
4	-4.06	71.26	1.77	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm
 Min distance between longitudinal bars: 4.4 cm
 Min edge cover of stirrups: 3.2 cm

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	111 di 238

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS - LOCAL DUCTILITY CONTROL

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Max ductility area for code is shown between brackets [eq.(5.11) EC8]
As Compr	Area [cm ²] of bars in compressive zone (beam section). Min area for code is shown between brackets [§5.4.3.1.2(4)a) EC8]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension	As Compr
1	OK	12.99	-189.16	0.88	12.95	-245.84	1.17	1.300	15.2(22.6)	15.2(7.5)
2	OK	-0.79	-9.34	-2.30	-0.70	-224.40	-55.27	24.026	15.2(18.8)	11.4(7.5)
3	OK	14.87	-178.61	-5.12	14.66	-245.76	-7.03	1.376	15.2(22.6)	15.2(7.5)
4	OK	-4.06	71.26	1.77	-4.20	242.13	5.98	3.398	15.2(22.6)	15.2(7.5)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00674	15.0	0.0	0.00105	9.9	5.1	-0.01794	-9.9	44.9
2	0.00350	-0.00097	-15.0	0.0	0.00214	-9.9	5.1	-0.00557	9.9	44.9
3	0.00350	-0.00562	-15.0	0.0	0.00127	-9.9	5.1	-0.01556	9.9	44.9
4	0.00350	-0.00597	15.0	50.0	0.00120	9.9	44.9	-0.01630	-9.9	5.1

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000004541	-0.000474984	0.003431879	0.163	0.700
2	-0.000145803	-0.000121238	0.001312954	0.386	0.922
3	-0.000026852	-0.000409533	0.003097221	0.184	0.700
4	0.000023256	0.000427974	-0.018247531	0.177	0.700

- Verifiche agli SLE

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

e) Verifiche di fessurazione:

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

f) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Sollecitazioni SLS rare									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
71	6.05	comb 97 SLS rare	-9.57	112.21	-0.22	-0.003	0.60	-135.05	min M3
20	6.05	comb 94 SLS rare	5.14	35.28	5.93	0.39	-3.31	-15.97	max M3

Sollecitazioni SLS freq									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
71	6.05	comb 119 SLS Freq	-4.64	97.51	-0.04	0.07	0.09	-115.53	min M3
20	6.05	comb 125 SLS Freq	-2.90	43.44	-0.08	0.89	0.14	-21.50	max M3

Sollecitazioni SLS quasi perm									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
71	6.05	comb 126 SLS Quasi Perm	-4.16	94.98	-0.03	0.08	0.09	-113.08	min M3
20	6.05	comb 126 SLS Quasi Perm	-3.90	43.98	-0.06	0.92	0.13	-23.85	max M3

Verifica RC-SEC:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	9.57	-135.05	0.60
2	-5.14	-15.97	-3.31

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	4.64	-115.53 (-57.27)	0.09 (0.04)
2	2.90	-21.50 (-57.11)	0.14 (0.37)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	4.16	-113.08 (-57.25)	0.09 (0.05)
2	3.90	-23.85 (-57.41)	0.13 (0.31)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	8.70 (18.0)	15.0	0.0	-222.8 (360.0)	-9.9	44.9	329	15.2	0.046
2	1	OK	1.77 (18.0)	15.0	50.0	-37.5 (360.0)	9.9	44.9	148	7.6	0.051

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}
Check Result of check
e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
lll Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$
sr max Max final crack [mm] spacing
wk Calculated value [mm] of crack width = $sr \cdot max \cdot (e \cdot sm - e \cdot cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00132	0	0.500	22.0	0.00087 (0.00067)	217	0.189	-57.00	0.25
2	OK	-0.00023	0	0.500	22.0	0.00011 (0.00011)	209	0.023	-38.63	-8.01

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	7.32 (18.0)	15.0	0.0	-190.7 (360.0)	-9.9	44.9	330	15.2	0.046
2	1	OK	1.40 (18.0)	15.0	0.0	-35.2 (360.0)	-9.9	44.9	324	15.2	0.047

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	115 di 238

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00112	0	0.500	22.0	0.00071 (0.00057)	217	0.155 (0.30)	-57.27	0.04
2	OK	-0.00021	0	0.500	22.0	0.00011 (0.00011)	216	0.023 (0.30)	-57.11	0.37

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	7.17 (13.5)	15.0	0.0	-186.8 (360.0)	-9.9	44.9	330	15.2	0.046
2	1	OK	1.55 (13.5)	15.0	0.0	-38.7 (360.0)	-9.9	44.9	325	15.2	0.047

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00110	0	0.500	22.0	0.00077 (0.00056)	217	0.168 (0.20)	-57.25	0.05
2	OK	-0.00023	0	0.500	22.0	0.00012 (0.00012)	216	0.025 (0.20)	-57.41	0.31

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	751	3.56	0.24	1.50	---	15.2	1.9
2	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	743	2.23	0.15	1.50	---	15.2	1.9
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	751	3.20	0.21	1.50	---	15.2	1.9
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	743	2.99	0.20	1.50	---	15.2	1.9

- Armatura superiore 4 Φ 22
- Armatura inferiore 4 Φ 22

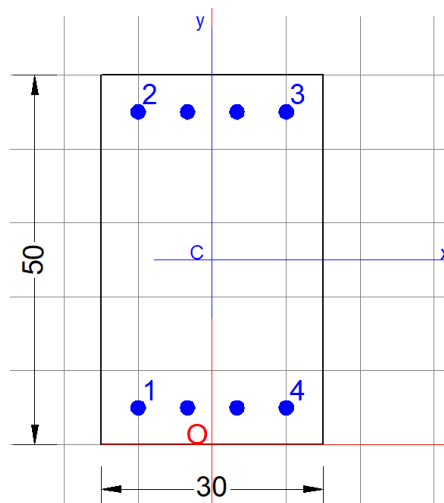
10.6.1.4 Travi trasversali – Mezzeria

- Verifiche agli SLU

Sollecitazioni SLU									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
69	3.025	comb 35 ULS	-12.982	23.15	0.16	-0.11	0.03	81.54	max M3
65	3.025	comb 61 ULS	10.54	0.82	-0.47	0.28	0.70	5.48	min M3

Sollecitazioni SLV									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
69	3.025	comb 131_SLV_ 100Z+30X+30Y	0.40	19.92	0.44	0.04	2.65	57.90	max M3
65	3.025	Sisma_SLV_q=3.30_100X	-4.91	-17.52	-0.184	-0.46	-0.766	22.14	min M3

Verifica RC-SEC:



**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	117 di 238

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Travi Transv Mezzeria_rev1.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19003-R SSE Pescara - Chieti\03 Work\SEE Manoppello\Model\Calcs_rev1\RC-SEC Checks\Travi Transv Mezzeria_rev1.secEC)

Section description:
 Section type: Beam
 Reference code: NTC 2018
 Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia
 Ductility class: DCM
 Section's position in the member: Out of critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C30/37
Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff v min:	0.0110 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
Strain at max strength ec2:	0.0020
Ultimate strain ecu:	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00
Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm?
Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm?
Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm

STEEL -

Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
Tensile strength ftk:	540.0 MPa
Design yield stress fyd:	391.3 MPa
Design strength ftd:	391.3 MPa
Design ultimate strain esu:	0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-15.0	0.0
2	-15.0	50.0
3	15.0	50.0
4	15.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam[mm]
--------	--------	--------	----------

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	118 di 238

1	-10.0	5.0	20
2	-10.0	45.0	20
3	10.0	45.0	20
4	10.0	5.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
∅	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	∅
1	1	4	2	20
2	2	3	2	20

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter:	8 mm
Spacing of stirrups:	20.0 cm
Stirrups:	One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	12.98	81.54	0.03	0.00	0.00
2	-10.54	5.48	0.70	0.00	0.00
3	-0.40	57.90	2.65	0.00	0.00
4	4.91	22.14	-0.77	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	4.0 cm
Min distance between longitudinal bars:	4.7 cm
Min edge cover of stirrups:	3.2 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS - LOCAL DUCTILITY CONTROL

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inerzia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inerzia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	119 di 238

As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min ductility area for code is shown between brackets [eq.(5.12) EC8]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	12.98	81.54	0.03	12.94	205.41	0.03	2.519	12.6(4.8)
2	OK	-10.54	5.48	0.70	-10.71	198.06	25.36	36.145	12.6(4.8)
3	OK	-0.40	57.90	2.65	-0.39	202.42	9.37	3.496	12.6(4.8)
4	OK	4.91	22.14	-0.77	4.77	203.58	-7.12	9.195	12.6(4.8)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in which is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in which is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in which is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in which is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00762	15.0	50.0	0.00090	10.0	45.0	-0.01986	-10.0	5.0
2	0.00350	-0.00342	15.0	50.0	0.00170	10.0	45.0	-0.01084	-10.0	5.0
3	0.00350	-0.00580	15.0	50.0	0.00125	10.0	45.0	-0.01596	-10.0	5.0
4	0.00350	-0.00619	-15.0	50.0	0.00118	-10.0	45.0	-0.01679	10.0	5.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000191	0.000518987	-0.022452218	0.150	0.700
2	0.000091274	0.000267952	-0.011266724	0.244	0.745
3	0.000040024	0.000410135	-0.017607103	0.180	0.700
4	-0.000031088	0.000433563	-0.018644460	0.173	0.700

• **Verifiche agli SLE**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

g) **Verifiche di fessurazione:**

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;

- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

h) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Sollecitazioni SLS rare									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
65	3.025	comb 112 SLS rare	5.33	-4.74	-0.4	0.06	0.50	19.90	min M3
69	3.025	comb 97 SLS rare	-9.56	16.08	0.09	-0.06	0.02	59.13	max M3

Sollecitazioni SLS freq									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
65	3.025	comb 123 SLS Freq	-1.04	-7.31	-0.10	-0.16	0.20	29.30	min M3
69	3.025	comb 119 SLS Freq	-4.63	12.57	-0.08	-0.12	-0.02	51.14	max M3

Sollecitazioni SLS quasi perm									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
-	m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
60	3.025	comb 126 SLS Quasi Perm	-3.05	-7.93	0.00	-0.16	-0.01	31.64	min M3
69	3.025	comb 126 SLS Quasi Perm	-4.51	12.15	-0.08	-0.11	-0.02	49.61	max M3

Verifica RC-SEC:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-5.33	19.90	0.50
2	9.56	59.13	0.02

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	1.04	29.30 (53.79)	0.02 (0.04)
2	4.63	51.14 (54.12)	-0.02 (-0.02)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	3.05	31.64 (54.16)	-0.01 (-0.02)
2	4.51	49.61 (54.12)	-0.02 (-0.02)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	122 di 238

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.50 (18.0)	15.0	50.0	-43.1 (360.0)	-10.0	5.0	323	12.6	0.039
2	1	OK	4.17 (18.0)	15.0	50.0	-114.5 (360.0)	-10.0	5.0	345	12.6	0.036

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
∅	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00025	0	0.500	20.0	0.00013 (0.00013)	223	0.029	49.76	1.25
2	OK	-0.00067	0	0.500	20.0	0.00034 (0.00034)	229	0.079	54.51	0.02

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.05 (18.0)	15.0	50.0	-58.1 (360.0)	-10.0	5.0	345	12.6	0.036
2	1	OK	3.59 (18.0)	-15.0	50.0	-100.4 (360.0)	10.0	5.0	345	12.6	0.036

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00034	0	0.500	20.0	0.00017 (0.00017)	229	0.040 (0.30)	53.79	0.04
2	OK	-0.00059	0	0.500	20.0	0.00030 (0.00030)	229	0.069 (0.30)	54.12	-0.02

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.22 (13.5)	-15.0	50.0	-62.0 (360.0)	10.0	5.0	345	12.6	0.036
2	1	OK	3.49 (13.5)	-15.0	50.0	-97.3 (360.0)	10.0	5.0	345	12.6	0.036

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00036	0	0.500	20.0	0.00019 (0.00019)	229	0.043 (0.20)	54.16	-0.02
2	OK	-0.00057	0	0.500	20.0	0.00029 (0.00029)	229	0.067 (0.20)	54.12	-0.02

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	123 di 238

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	751	0.83	0.06	1.50	---	12.6	1.9
2	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	751	3.70	0.25	1.50	---	12.6	1.9
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	750	2.44	0.16	1.50	---	12.6	1.9
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	751	3.61	0.24	1.50	---	12.6	1.9

- Armatura superiore 4 Φ 20
- Armatura inferiore 4 Φ 20

Incidenza armatura travi trasversali: 255 kg/mc

10.6.2 Taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza V_{Rd} assunto pari a 1.1 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.3.5.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

V_d = Valore di calcolo del taglio agente;

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

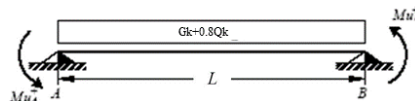
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg }^2 \theta)$$

dove:

α : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

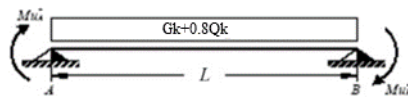


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0.8Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0.8Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

• **2° Schema:**



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0.8Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0.8Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Si analizza solo lo scenario più sfavorevole con il software RC-SEC.

10.6.2.1 Travi longitudinali

Segue la verifica a taglio

Momento resistente nelle sezioni di estremità:

	M_{Rd}			(entrambe estremità)
	108.22	kNm		
Taglio carichi quasi permanenti	V_1	17.15	kN	
Luce libera	l	4.60	m	
Fattore di sovraresistenza	γ_{Rd}	1.1		
Taglio da momenti nelle sezioni di estremità	V_2	51.76	kN	
Taglio di progetto	V_{ed}	68.91	kN	

Seguono le azioni di taglio massimo calcolate con il software di calcolo utilizzato:

SLU : $V_{max} = 43.251$ kN

SLV : $V_{max} = -39.523$ kN

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 300$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 40$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 14 = 6.16$	cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0.00$	cm ²
$d = 460$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0.00$	cm ²
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		6.16 cm ²

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 68.9$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.659$ < 2

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.410$

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.004$ < 0.02

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa $< 0.2 f_{cd}$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$V_{Rd} = 65.2$ kN; (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 56.5$ kN)

$V_{Rd} = 65.2$ kN valore di calcolo

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile

SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle strutture del fabbricato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	126 di 238

$\alpha = 90.0$ ° inclinaz. Uncini

Armatura a taglio:

$A_{sw}/s =$ uncini \emptyset 8 mm con n° bracci (trasv) 2 passo 10 cm = 0.101 cm²/cm

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) \times sen\alpha$

$V_{Rsd} = 162.9$ kN

$f_{cd} = 8.50$ MPa resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\alpha)$

$V_{Rcd} = 527.9$ kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 162.9$

> 68.9 kN c.s.= 2.4

la sezione armata a taglio risulta verificata.

$V_{Ed-max} = 68.9$ kN < $V_{Rd} = 162.9$ kN

La verifica risulta soddisfatta.

Si adotteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad ¼.L m dal pilastro, staffe $\emptyset 8 / 10$ cm, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe $\emptyset 8 / 20$ cm.

10.6.2 Travi trasversali

Segue la verifica a taglio

Momento resistente nelle sezioni di estremità:

	M_{Rd}	245.84	kNm	(entrambe estremità)
Taglio carichi quasi permanenti	V_1	94.98	kN	
Luce libera	l	5.45	m	
Fattore di sovreresistenza	γ_{Rd}	1.1		
Taglio da momenti nelle sezioni di estremità	V_2	99.24	kN	
Taglio di progetto	V_{ed}	194.22	kN	

Seguono le azioni di taglio massimo calcolate con il software:

SLU: $V_{max} = 155.69$ kN

SLV : $V_{max} = 71.75$ kN

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 300$ mm larghezza

$f_{yk} = 450$ MPa resist. caratteristica

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	127 di 238

$h = 500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 40$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 4 \emptyset 22$	$= 15.21 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 460$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa	resist. di calcolo		15.21 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 194.2 \text{ kN}$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.659 < 2$
 $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.410$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.011 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$V_{Rd} = 88.2 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 56.5 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 88.2 \text{ kN}$ valore di calcolo

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0^\circ$ inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0^\circ$ inclinaz. Uncini

Armatura a taglio:

$A_{sw/s} = \text{uncini } \emptyset 8$ mm con n° bracci (trasv) 2 passo 7.5 cm = 0.134 cm²/cm

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw/s}) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 217.2 \text{ kN}$

$f_{cd} = 8.50$ MPa resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 527.9 \text{ kN}$



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA
– CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO -
CHIETI
PROGETTO DEFINITIVO

SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	128 di 238

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 217.2 > 194.2 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.1$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

$$V_{Ed-max} = 194.22 \text{ kN} < V_{Rd} = 217.2 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Si adotteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad $\frac{1}{4}L$ m dal pilastro, staffe $\Phi 8 / 7.5$ cm, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe $\Phi 8 / 20$ cm.

10.6.3 Torsione

La verifica di resistenza nei confronti della torsione (SLU) (NTC2018 – 4.1.2.3.6) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}\theta)$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (\sum A_l/u_m) \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

dove si è posto

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area delle staffe;

u_m perimetro medio del nucleo resistente;

s passo delle staffe;

ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$0,4 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\text{ctg } \theta = (a_l/a_s)^{1/2}$

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

L'armatura a torsione è stata determinata utilizzando il modulo di progettazione di sezioni integrato in RC SEC. La massima armature richiesta agli è:

10.6.3.1 Travi longitudinali

$$T_{Edmax} = -2.20 \text{ kNm} < T_{Rd} = 20.34 \text{ kNm}$$

L'armatura a torsione è stata determinata utilizzando il modulo di progettazione di sezioni integrato nel software di calcolo impiegato. La massima armature richiesta agli è: SLU: 0 cm^2 ; SLV e SLD: 0 cm^2 .

L'armatura aggiuntiva richiesta è trascurabile e quindi le sollecitazioni aggiuntive possono essere tenute in conto aumentando il fattore di sicurezza delle armature a flessione.

10.6.3.2 Travi trasversali

$$T_{Edmax} = -0.50 \text{ kNm} < T_{Rd} = 10.18 \text{ kNm}$$

L'armatura a torsione è stata determinata utilizzando il modulo di progettazione di sezioni integrato nel software di calcolo impiegato. La massima armature richiesta agli è: SLU: 0 cm^2 ; SLV e SLD: 0.002 cm^2 .

L'armatura aggiuntiva richiesta è trascurabile e quindi le sollecitazioni aggiuntive possono essere tenute in conto aumentando il fattore di sicurezza delle armature a flessione.

10.6.4 Dettagli strutturali richiesti dalla progettazione in gerarchia delle resistenze

10.6.4.1 Travi longitudinali

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2018:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in Mpa).

Segue il tabulato di verifica.

Larghezza della sezione	b	300	mm	
Altezza della sezione	h	500	mm	
Altezza utile	d	440	mm	
Copriferro		40	mm	
Diametro staffe		8	@10cm	
Armature superiori	4 x	14	mm	
Area ferro superiore	A_s	615.8	mm ²	
Armature inferiori	4 x	14	mm	(zone critiche)
Area ferro inferiore	A_{sc}	615.8	mm ²	
	f_{yk}	450	Mpa	
Trazione armature	ρ	0.005		
Compressione armature	ρ_{comp}	0.005		
Controllo trazione				La verifica risulta soddisfatta.

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0.25 \rho$$

Nel caso specifico risulta nella sezione in campata:

$$0.25\rho = 0.00125 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

- nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

$$\rho_{comp} \geq 0.5 \rho$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

Nel caso specifico risulta:

$$0.50\rho = 0.0025 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

- Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:
 - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
 - 225 mm (per CD"B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per CD"B");
 - 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Nel caso specifico risulta:

$$d = 100\text{mm} \leq \begin{cases} \frac{h}{4} = \frac{440}{4} = 110\text{mm} \\ 225\text{mm} \\ 8 \cdot 14 = 112\text{mm} \\ 24 \cdot 8 = 192\text{mm} \end{cases}$$

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2018):

- l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0.0013 b_t \cdot d$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Nel caso in esame risulta:

$$A_s = 615.8 \text{ mm}^2 > \begin{cases} A_{s,\min} = 0.26 \cdot \frac{2.8}{450} \cdot 300 \cdot 440 = 213.55 \text{ mm}^2 \\ 0.0013 \cdot 300 \cdot 440 = 171.6 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

- negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Nel caso in esame risulta:

$$A_s = 615.8 \text{ mm}^2 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

$$A_s' = 615.8 \text{ mm}^2 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

$$0,04 A_c = 6000.00 \text{ mm}^2$$

- le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;

Nel caso in esame si hanno staffe $\Phi 8/10$, per cui risulta:

$$A_{st} = 1005.4 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{st,\min} = 1.5 \cdot 300 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$d = 80 \text{ mm} \leq 0.8 \cdot 440 = 352 \text{ mm}$$

- in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per le travi perimetrali dell'edificio l'armatura a taglio è costituita solamente da staffe.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

Devono anche essere rispettati i limiti previsti dal Eurocodice ma non definite nel NTC2018:

Verifica delle lunghezze d'ancoraggio EN1998-1, 5.6.2.2

Classe di duttilità	di	DCM
	γ_{Rd}	1
	k_D	0.667
Azione assiale di progetto minima	N_{ed}	0 kN

Dimensione longitudinale colonna	a	600	mm
Dimensione trasversale colonna	b	500	mm
	V _d	0	
Limite diametro	d _{bL}	21.69	mm

10.6.4.2 Travi trasversali

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2018:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in Mpa).

Segue il tabulato di verifica.

Larghezza della sezione	b	300	mm	
Altezza della sezione	h	500	mm	
Altezza utile	d	440	mm	
Copriferro		40	mm	
Diametro staffe		8	@7.5cm	
Armature superiori	4 x	22	mm	
Area ferro superiore	A _s	1520	mm ²	
Armature inferiori	4 x	22	mm	(zone critiche)
Area ferro inferiore	A _{sc}	1520	mm ²	

	fyk	450	Mpa
Trazione armature	ρ	0.0101	
Compressione armature	ρ_{comp}	0.0101	
Controllo trazione		La verifica risulta soddisfatta.	

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0.25 \rho$$

Nel caso specifico risulta nella sezione in campata:

$$0.25\rho = 0.00253 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

- nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

$$\rho_{comp} \geq 0.5 \rho$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

Nel caso specifico risulta:

$$0.50\rho = 0.00505 \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$

- Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 225 mm (per CD"B");
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per CD"B");
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Nel caso specifico risulta:

$$d = 100\text{mm} \leq \begin{cases} \frac{h}{4} = \frac{440}{4} = 110\text{mm} \\ 225\text{mm} \\ 8 \cdot 22 = 176\text{mm} \\ 24 \cdot 8 = 192\text{mm} \end{cases}$$

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2018):

- l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0.0013 b_t \cdot d$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Nel caso in esame risulta:

$$A_s = 615.8\text{mm}^2 \geq \begin{cases} A_{s,\min} = 0.26 \cdot \frac{2.8}{450} \cdot 300 \cdot 440 = 213.55\text{mm}^2 \\ 0.0013 \cdot 300 \cdot 440 = 171.6\text{mm}^2 \end{cases}$$

- negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Nel caso in esame risulta:

$$A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

$$A_s' = 1520 \text{ mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

$$0,04 \cdot A_c = 6000.00 \text{ mm}^2$$

- le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;

Nel caso in esame si hanno staffe $\Phi 8 / 7.5$, per cui risulta:

$$A_{st} = 1307.8 \text{ mm}^2/\text{m} \geq A_{st,\min} = 1.5 \cdot 300 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$d = 80 \text{ mm} \leq 0.8 \cdot 440 = 352 \text{ mm}$$

- in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per le travi perimetrali dell'edificio l'armatura a taglio è costituita solamente da staffe.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

Devono anche essere rispettati i limiti previsti dal Eurocodice ma non definite nel NTC2018:

Verifica delle lunghezze d'ancoraggio EN1998-1, 5.6.2.2

Classe di duttilità		DCM	
	γ_{Rd}	1	
	k_D	0.667	
Azione assiale di progetto minima	N_{ed}	0	kN
Dimensione longitudinale colonna	a	600	mm
Dimensione trasversale colonna	b	500	mm
	V_d	0	
Limite diametro	d_{bL}	19.27	mm

10.7 Pilastrini – asse 2 (60x50)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei quattro pilastrini centrali aventi sezione rettangolare di dimensioni 60x50 cm. Le verifiche sono condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

Preliminarmente alla verifica di resistenza dei pilastrini allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastrini singoli possono essere trascurati se la snellezza l non supera il valore limite (4.1.2.3.9.2-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{v}} \quad [4.1.41]$$

dove:

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionale;

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l_0 , ed il raggio d'inerzia, i , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i$$

Area colonna	A_c	$3 \cdot 10^5$	mm^2	
Massima azione assiale	N_{ed}	396	kN	(max from ULS comb)
Azione assiale relativa (max)	v	0.078		
Snellezza imite	λ_{lim}	89.52		
Amplificazione del carico	α	242.52		
Azione assiale dovuta al peso proprio	N	174	kN	
Carico critico assiale	N_{cr}	42198	kN	
Momento d'inerzia (attorno asse debole)	I_{yy}	$6 \cdot 10^9$	mm^2	$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$
Modulo elastico (C28/35)	E	33019	MPa	
Lunghezza efficace	l_0	6947	mm	
Raggio giratore d'inerzia	i	144.3	mm	
Snellezza	λ	48.13		$< \lambda_{lim}$

Per quanto concerne le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore q di seguito definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale agente;

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano; $= \sqrt{[\delta_{x1}^2 + \delta_{y1}^2]}$

V è la forza orizzontale totale agente; $V = \sqrt{(V_x^2 + V_y^2)}$

h è l'altezza dell'elemento.

Si riporta di seguito la verifica delle non linearità geometriche per il pilastro più sollecitato facendo riferimento alle combinazioni di carico più gravose per il taglio:

Spostamento medio piano inferiore	d_1	0	
Spostamento medio piano superiore	d_2	0.009 m	
Spostamento di interpiano SLV	d_{Er}	0.009 m	
Carico verticale totale	P	4618 kN	
Carico orizzontale totale	V	412 kN	(Combinazione critica SLV-comb 1)
Altezza telaio	h	5.5	
Fattore di non linearità geometrica	θ	0.018	< 0.1 => la verifica risulta soddisfatta.

10.7.1 Verifica SLV e SLU

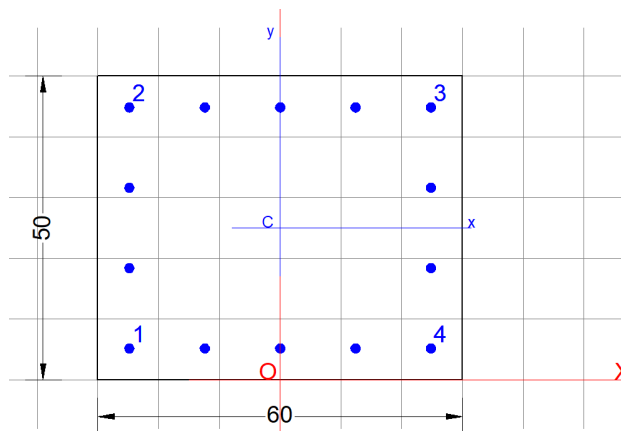
10.7.1.1 Flessione

La resistenza a flessione delle colonne non è stata verificata in riferimento alla gerarchia delle resistenze (paragrafo 7.4.4.2.1 – NTC2018) in quanto la struttura è monopiano e quindi caratterizzata da un solo orizzontamento. Tale approccio assicura la formazione anticipata delle cerniere plastiche nelle tavi (e non nelle colonne).

10.7.1.1.2 Sezione superiore

Sollecitazioni SLU e SLV									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	principali
50	5.08333	comb 35 ULS	-346.998	-4.91	6.85	-0.47	-12.72	8.82	min P
44	6.1	comb 130_SLV_ 100Y+30X+30Z	-107.581	11.38	46.511	0.23	119.964	16.852	max M2
47	0	comb 129_SLV_ 100X+30Y+30Z	-197.64	36.354	12.67	0.18	34.116	115.610	max M3

La resistenza della sezione e verificata mediante il software RC-SEC.



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Columns asse 2_rev1_sezione_superiore.secEC

Section description:	
Section type:	Column (compression member)
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia
Ductility class:	DCM
Curvature ductility factor request:	8.15
Section's position in the member:	In critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	140 di 238

Coeff Crd,c:	0.1200	(§ 6.2.2(1) EC2
Coeff K1:	0.1500	(§ 6.2.2(1) EC2
Coeff v min:	0.3346	Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
Strain at max strength ec2:	0.0020	
Ultimate strain ecu:	0.0035	
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6	MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9	MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00	
Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0	kN/cm?
Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0	daN/cm?
Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300	mm
Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50	Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200	mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	0.0
2	-30.0	50.0
3	30.0	50.0
4	30.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-24.8	5.2	18
2	-24.8	44.8	18
3	24.8	44.8	18
4	24.8	5.2	18

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 \varnothing Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	2	2	18
2	3	4	2	18
3	1	4	3	18

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	141 di 238

4 2 3 3 18

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 8 mm
Spacing of stirrups: 14.3 cm

Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	347.00	8.82	-12.72	0.00	0.00
2	107.58	16.85	119.96	0.00	0.00
3	197.64	115.61	34.12	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 4.3 cm
Min distance between longitudinal bars: 10.6 cm
Min edge cover of stirrups: 3.5 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.
1	OK	347.00	8.82	-12.72	347.26	218.08	-314.35	24.717
2	OK	107.58	16.85	119.96	107.78	51.41	366.83	3.058
3	OK	197.64	115.61	34.12	197.38	313.02	92.50	2.708

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete
ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	142 di 238

Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00076	-30.0	50.0	0.00256	-24.8	44.8	-0.00549	24.8	5.2
2	0.00350	-0.00308	30.0	50.0	0.00214	24.8	44.8	-0.01049	-24.8	5.2
3	0.00350	-0.00238	30.0	50.0	0.00211	24.8	44.8	-0.00884	-24.8	5.2

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
 x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
 D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

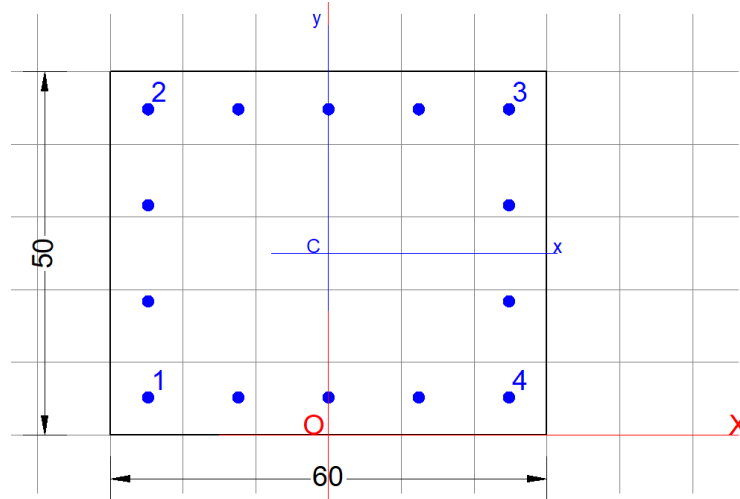
Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	-0.000092594	0.000087518	-0.003653710	----	----
2	0.000228194	0.000033199	-0.005005761	----	----
3	0.000038421	0.000228362	-0.009070737	----	----

10.7.1.1.3 Sezione inferiore

I momenti sollecitanti di progetto desunti dal calcolo strutturale sono:

Sollecitazioni SLU e SLV									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	principali
50	0	comb 35 ULS	-396.55	-4.91	6.85	-0.47	22.065	-16.151	min P
50	0	comb 130_SLV_ 100Y+30X+30Z	-149.92	6.24	52.93	0.23	189.771	19.50	max M2
47	0	comb 129_SLV_ 100X+30Y+30Z	-241.125	47.12	14.164	0.19	46.90	157.16	max M3

La resistenza della sezione e verificata mediante il software RC-SEC.



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: [Columns asse 2_rev2_sezione_inferiore.secEC](#)

Section description:	
Section type:	Column (compression member)
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia
Ductility class:	DCM
Curvature ductility factor request:	8.15
Section's position in the member:	In critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm?
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm?
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	144 di 238

Design ultimate strain esu:	0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	0.0
2	-30.0	50.0
3	30.0	50.0
4	30.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-24.8	5.2	20
2	-24.8	44.8	20
3	24.8	44.8	20
4	24.8	5.2	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 \varnothing Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	2	2	20
2	3	4	2	20
3	1	4	3	20
4	2	3	3	20

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 8 mm
Spacing of stirrups: 12.7 cm
Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	145 di 238

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	396.55	-16.15	22.07	0.00	0.00
2	347.26	218.08	-314.35	0.00	0.00
3	107.78	51.41	366.83	0.00	0.00
4	197.38	313.02	92.50	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	4.2	cm
Min distance between longitudinal bars:	10.4	cm
Min edge cover of stirrups:	3.4	cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.
1	OK	396.55	-16.15	22.07	396.54	-260.65	356.27	16.144
2	OK	347.26	218.08	-314.35	347.41	249.91	-360.28	1.146
3	OK	107.78	51.41	366.83	107.85	60.98	435.66	1.188
4	OK	197.38	313.02	92.50	197.27	370.09	109.37	1.182

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00054	30.0	0.0	0.00261	24.8	5.2	-0.00504	-24.8	44.8
2	0.00350	-0.00061	-30.0	50.0	0.00260	-24.8	44.8	-0.00518	24.8	5.2
3	0.00350	-0.00247	30.0	50.0	0.00226	24.8	44.8	-0.00919	-24.8	5.2
4	0.00350	-0.00196	30.0	50.0	0.00222	24.8	44.8	-0.00795	-24.8	5.2

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D

1	0.000085688	-0.000085875	0.000929372	----	----
2	-0.000089043	0.000084721	-0.003407321	----	----
3	0.000203788	0.000033936	-0.004310430	----	----
4	0.000037803	0.000209256	-0.008096860	----	----

10.7.1.2 Taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed}l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture in CD" B";

$$M_{i,d}^s = M_{c,Rd} \times \min\{1, \Sigma M_{b,Rd} / \Sigma M_{c,Rd}\}$$

$M_{i,d}^s = 366.83$ kNm lungo l'asse in direzione longitudinale

$M_{i,d}^i = M_{c,Rd}^i = 435.66$ kNm lungo l'asse in direzione longitudinale

$M_{i,d}^s = 313.02$ kNm lungo l'asse in direzione trasversale

$M_{i,d}^i = M_{c,Rd}^i = 370.09$ kNm lungo l'asse in direzione trasversale

$l_p = 5,5$ m

$V_{Ed} = 160.50$ kN lungo l'asse in direzione longitudinale

$V_{Ed} = 136.63$ kN lungo l'asse in direzione trasversale

I valori massimi delle sollecitazioni derivati dal modello di calcolo sono riportati qui di seguito.

Sollecitazioni SLU, SLVe SLD									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
44	0	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	-196.83	-6.49	-53.27	-0.27	-191.07	-20.50	min V3
47	0	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	-241.13	47.12	14.17	0.19	46.90	157.16	max V2

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale, si procede alla verifica di resistenza considerando il i valori del taglio dal analisi capacitivo.

Usando EXCEL si ottiene la capacita in taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 600$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 40$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 7 \text{ } \emptyset 20$	$= 21.99 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 460$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		21.99 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 160.5 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.659 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.410$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.008 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 158.3 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 113.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 158.3 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \quad \text{inclinaz. Uncini}$$

Armatura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{uncini } \emptyset 8 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 4 \quad \text{passo } 10 \text{ cm} = 0.201 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 325.7 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha)$$

$$V_{Rcd} = 1055.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 325.7 > 160.5 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 2.0$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Per il taglio si adatteranno staffe $\Phi 8 / 10$ cm nei pilastri centrali.

10.7.1.3 Torsione

Considerata la ridotta entità delle sollecitazioni torsionali la verifica può essere opportunamente trascurata poiché risulta implicitamente soddisfatta e non dimensionante.

10.7.2 Verifica SLE

10.7.2.1

10.7.2.1

10.7.2.1

10.7.2.1 Sezione inferiore

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
 - per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4 \text{ mm}$;
 - per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3 \text{ mm}$.
- verifica delle tensioni di esercizio.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Sollecitazioni SLE rara						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
50	0	comb 97 SLS rare	-289.54	14.73	-9.81	min P
44	0	comb 113 SLS rare	-116.89	32.174	2.83	max M2
44	0	comb 84 SLS rare	-198.74	-0.87	38.441	max M3

Sollecitazioni SLE frequente						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
50	0	comb 119 SLS Freq	-263.48	0.19	-8.11	min P
44	0	comb 123 SLS Freq	-170.89	-6.64	14.84	min M2
53	0	comb 125 SLS Freq	-173.37	-0.26	-22.33	min M3

Sollecitazioni SLE quasi-permanente						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
50	0	comb 126 SLS Quasi Perm	-258.66	0.18	-8.74	min P
50	0	comb 126 SLS Quasi Perm	-173.56	-0.86	-16.35	min M2, max M3

Usando RC-SEC per la verifica, si ottiene:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)		
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.		
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.		
Comb.N.	N	Mx	My
1	289.54	-9.81	14.73
2	116.89	2.83	32.18
3	198.74	38.44	-0.87

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)		
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.		
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.		
Comb.N.	N	Mx	My
1	263.48	-8.11 (0.00)	0.19 (0.00)
2	170.89	14.84 (380.69)	-6.64 (-170.33)
3	173.37	-22.33 (-408.93)	-0.26 (-4.76)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)		
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.		
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.		
Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-8.74 (-114.22)	0.18 (2.35)
2	0.00	16.35 (111.24)	-0.86 (-5.85)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb Reg Check Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff As eff r eff

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	150 di 238

1	1	OK	1.47 (18.0)	30.0	0.0	3.6 (360.0)	-24.8	---	0	---	---
2	1	OK	1.50 (18.0)	30.0	50.0	-15.8 (360.0)	-24.8	5.2	336	9.4	0.028
3	1	OK	1.96 (18.0)	-30.0	50.0	-14.1 (360.0)	24.8	5.2	372	15.7	0.042

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}
e1	Result of check
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
kt	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
k2	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k3	= 0.5 for bending; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
ll	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
sr max	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$
wk	Max final crack [mm] spacing
MX crack	Calculated value [mm] of crack width = $sr \cdot max \cdot (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MY crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00
2	OK	-0.00010	0	0.500	20.0	0.00005 (0.00005)	264	0.013	13.69	155.68
3	OK	-0.00010	0	0.500	20.0	0.00004 (0.00004)	223	0.009	170.16	-3.85

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.97 (18.0)	30.0	0.0	7.8 (360.0)	-24.8	---	2606	---	---
2	1	OK	1.10 (18.0)	-30.0	50.0	-0.7 (360.0)	24.8	5.2	82	3.1	0.038
3	1	OK	1.20 (18.0)	0.0	0.0	-2.1 (360.0)	24.8	44.8	351	15.7	0.045

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00037	-0.00026	---	---	---	---	---	16.03	-1.44
2	OK	-0.00001	0	0.500	20.0	0.00000 (0.00000)	231	0.000 (0.30)	271.67	-121.55
3	OK	-0.00002	0	0.500	20.0	0.00001 (0.00001)	219	0.001 (0.30)	-300.14	-3.49

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.41 (13.5)	30.0	0.0	-12.1 (360.0)	-24.8	44.8	686	15.7	0.023
2	1	OK	0.79 (13.5)	-30.0	50.0	-23.1 (360.0)	24.8	5.2	663	15.7	0.024

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00007	0	0.500	20.0	0.00004 (0.00004)	291	0.011 (0.20)	-93.15	1.92
2	OK	-0.00014	0	0.500	20.0	0.00007 (0.00007)	286	0.020 (0.20)	90.73	-4.77

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)			0	---	---	---	0.00	0.0	0.0
2	Frequent	1 (Web)	0.79	0.36	127	---	---	---	-0.64	3.1	0.3
3	Frequent	1 (Web)	0.79	0.36	470	---	---	---	-4.79	15.7	1.1
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	1486	---	---	---	-20.05	22.0	3.8
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	1501	---	---	---	-37.54	22.0	3.8

Per i sollecitazioni da SLE frequente (Pmax e M3max) e SLE quasi-perm (Pmax) non si deve fare un verifica dei fessurazioni perchè il sezione si può considerare un sezione di pressione a causa dei momenti minimali presenti.

La verifica risulta soddisfatta.

10.7.2.2 Sezione superiore

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
 - per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4 \text{ mm}$;
 - per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3 \text{ mm}$.
- verifica delle tensioni di esercizio.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Sollecitazioni SLE rara						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
50	5.0833	comb 97 SLS rare	-251.422	-8.508	5.457	min P
44	6.1	comb 113 SLS rare	-116.89	32.174	2.83	max M2
47	6.1	comb 84 SLS rare	-228.748	-0.29	-25.886	min M3

Sollecitazioni SLE frequente

Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
50	5.0833	comb 119 SLS Freq	-225.359	-0.391	4.359	min P
44	6.1	comb 123 SLS Freq	-125.147	6.62	-4.51	min M2
47	6.1	comb 120 SLS Freq	-212.657	-0.281	-11.234	min M3

Sollecitazioni SLE quasi-permanente

Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
50	5.0833	comb 126 SLS Quasi Perm	-220.537	-0.389	4.665	min P
47	6.1	comb 126 SLS Quasi Perm	-212.19	-0.28	-7.865	min M2, max M3

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	251.42	5.46	-8.51
2	116.89	2.83	32.17
3	228.75	-25.89	-0.29

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	-225.36	4.36 (16.05)	-0.39 (-1.44)
2	-125.15	-4.51 (-19.32)	6.62 (28.36)
3	-212.66	-11.23 (-33.60)	-0.28 (-0.84)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
---------	---	----	----

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	153 di 238

1	0.00	4.67 (84.33)	-0.39 (-7.03)
2	0.00	-7.87 (-87.61)	-0.28 (-3.12)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.12 (18.0)	-30.0	50.0	5.7 (360.0)	24.8	---	0	---	---
2	1	OK	1.61 (18.0)	30.0	50.0	-18.4 (360.0)	-24.8	5.2	346	7.6	0.022
3	1	OK	1.50 (18.0)	0.0	0.0	-0.8 (360.0)	24.8	44.8	160	5.1	0.032

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
ll	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00
2	OK	-0.00011	0	0.500	18.0	0.00006 (0.00006)	285	0.016	13.04	148.30
3	OK	-0.00002	0	0.500	18.0	0.00000 (0.00000)	242	0.001	-396.86	-4.45

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.0	-30.0	50.0	-72.2 (360.0)	24.8	5.2	2606	35.6	0.014
2	1	OK	0.0	30.0	0.0	-55.4 (360.0)	-24.8	44.8	2606	35.6	0.014
3	1	OK	0.0	0.0	0.0	-81.5 (360.0)	24.8	44.8	2606	35.6	0.014

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00037	-0.00026	0.849	18.0	0.00022 (0.00022)	526	0.114 (0.30)	16.03	-1.44
2	OK	-0.00030	-0.00005	0.585	18.0	0.00017 (0.00017)	408	0.068 (0.30)	-19.29	28.32

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	154 di 238

3 OK -0.00044 -0.00016 0.684 18.0 0.00024 (0.00024) 452 0.111 (0.30) -33.59 -0.84

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.26 (13.5)	-30.0	50.0	-8.1 (360.0)	24.8	5.2	661	12.7	0.019
2	1	OK	0.42 (13.5)	0.0	0.0	-13.4 (360.0)	24.8	44.8	694	12.7	0.018

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00005	0	0.500	18.0	0.00002 (0.00002)	305	0.007 (0.20)	84.57	-7.05
2	OK	-0.00008	0	0.500	18.0	0.00004 (0.00004)	313	0.013 (0.20)	-87.88	-3.13

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.53	3001	---	---	---	-191.34	35.6	10.1
2	Frequent	1 (Web)	0.79	0.47	3000	---	---	---	-106.23	35.6	9.0
3	Frequent	1 (Web)	0.79	0.52	3000	---	---	---	-180.51	35.6	10.0
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	1500	---	---	---	-11.21	17.8	3.8
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	1500	---	---	---	-18.88	17.8	3.8

10.7.2.3 D ettagli costruttivi (gerarchia delle resistenze):

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

$$\rho = \frac{A_l}{b * H} = \frac{3556}{600 * 500} = 0.011853 = 1.185\%$$

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CD" B";
 - 175 mm (per CD" B");
 - 7 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD" B")

Nel caso specifico risulta:

$$d = 125mm \leq \begin{cases} \frac{b}{2} = \frac{600}{2} = 300mm \\ 175mm \\ 7 * 18 = 126mm \end{cases}$$

- Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha * \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} * v_d * \epsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

dove:

ω_{wd} è il rapporto mecca utilità di curvatura allo SLC;

v_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$)

$\epsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c è la profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_0 \cdot h_0)}$$

$$\alpha_s = \left[1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right] \cdot \left[1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe.

Nel caso in esame non si prevede plasticizzazione nel pilastro e pertanto non è necessario soddisfare la verifica descritta.

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = (0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}})$$

e comunque non minore di $0.003 A_c$;

dove:

N_{Ed} rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area di calcestruzzo;

f_{yd} è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Nel caso in esame risulta:

$$A_s = 3556 \text{ mm}^2 > \begin{cases} A_{s,min} = 0.10 * \frac{396000}{391.3} = 101.28 \text{ mm}^2 \\ 0.003 * 600 * 500 = 900 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

Riassunto delle armature

Sezone Superiore

Alle zoni critici (considerato 0.85m a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro)

- Armatura superiore 7 Φ 18
- Armatura inferiore 7 Φ 18
- Armature trasversale Φ 8 ogni 100mm

Al medio della lunghezza

- Armatura superiore 7 Φ 18
- Armatura inferiore 7 Φ 18
- Armature trasversale Φ 8 ogni 150mm

Sezone Inferiore

Alle zoni critici (considerato 0.85m a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro)

- Armatura superiore 7 Φ 20
- Armatura inferiore 7 Φ 20
- Armature trasversale Φ 8 ogni 100mm

Al medio della lunghezza

- Armatura superiore 7 Φ 20
- Armatura inferiore 7 Φ 20
- Armature trasversale Φ 8 ogni 150mm

Incidenza armatura pilastri (asse 2): 180 kg/m³

10.8 Pilastrini assi 1 e 3 (50x50)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastrini d'angolo aventi sezione rettangolare di dimensioni 50x50 cm. Le verifiche sono condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

Preliminarmente alla verifica di resistenza dei pilastrini allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastrini singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite (4.1.2.3.9.2-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{v}} \quad [4.1.41]$$

dove:

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionale;

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l_0 , ed il raggio d'inerzia, i , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i$$

Area colonna	A_c	$3 \cdot 10^5$	mm^2	
Massima azione assiale	N_{Ed}	217.50	kN	(max from ULS comb)
Azione assiale relativa (max)	v	0.055		
Snellezza limite	λ_{lim}	106.90		
Amplificazione del carico	α	250.3		
Azione assiale dovuta al peso proprio	N	140.20	kN	
Carico critico assiale	N_{cr}	35091	kN	
Momento d'inerzia (attorno asse debole)	I_{yy}	$5 \cdot 10^9$	mm^2	
Modulo elastico (C28/35)	E	33019	MPa	
Lunghezza	l_0	6955	mm	

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle strutture del fabbricato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUME	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A 159 di 238

efficace

Raggio giratore d'inerzia i 144.3 mm

Snellezza λ 48.18 < λ_{lim}

Per quanto concerne le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore q di seguito definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale agente;

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano; $= \sqrt{[\delta_{x1}^2 + \delta_{y1}^2]}$

V è la forza orizzontale totale agente; $V = \sqrt{(V_x^2 + V_y^2)}$

h è l'altezza dell'elemento.

Si riporta di seguito la verifica delle non linearità geometriche per il pilastro più sollecitato facendo riferimento alle combinazioni di carico più gravose per il taglio:

Spostamento medio piano inferiore	d_1	0	
Spostamento medio piano superiore	d_2	0.009 m	
horizontal inter-story displacement for SLV	d_{Er}	0.009 m	
Carico verticale totale	P	4618 kN	
Carico orizzontale totale	V	412 kN	(Combinazione critica SLV-comb 1)
Altezza telaio	h	5.5	
Fattore di non linearità geometrica	θ	0.018	< 0.1 => la verifica risulta soddisfatta.

10.8.1 Verifica SLV e SLU

10.8.1.1 Flessione

La resistenza a flessione delle colonne è stata verificata in riferimento alla gerarchia delle resistenze (paragrafo 7.4.4.2.1 – NTC2018), ossia alla resistenza ultima a flessione delle travi (determinata precedentemente nei paragrafi 8.2 e 8.3), applicata come azione sollecitante sulle colonne. Tali momenti flettenti sono amplificati con il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} (1.3 per CD" B"). Tale approccio assicura la formazione anticipata delle cerniere plastiche nelle travi (e non nelle colonne).

I momenti sollecitanti di progetto sono applicati con le azioni assiali risultanti dalla combinazione quasi permanente (carichi in combinazione sismica).

Progettazione intorno all'asse di direzione longitudinale: $M_{Ed,y} = 134.55$ kNm (103.5 kNm * 1.3)

Progettazione intorno all'asse di direzione trasversale: $M_{Ed,x} = 130.52$ kNm (100.4 kNm * 1.3)

Azione assiale sollecitante di progetto: $N_{Ed} = 184$ kN

10.8.1.1.1

10.8.1.1.1 Sezione superiore

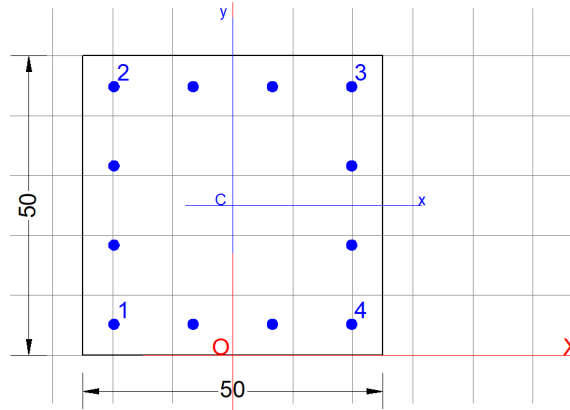
I valori massimi delle sollecitazioni derivati dal modello di calcolo sono riportati qui di seguito.

Sollecitazioni SLU e SLV									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	principali
49	5.0833	comb 35 ULS	-176.249	2.131	-2.50	0.40	42.769	-4.814	min P
49	6.10	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	-60.383	13.081	18.119	0.16	99.771	34.92	max M2
51	0	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	-81.23	34.245	11.542	0.13	-13.123	103.703	max M3

La resistenza della sezione è verificata mediante il software RC-SEC.

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	161 di 238



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Columns asse 1 e 3_rev1_sez_sup.secEC

Section description:	
Section type:	Column (compression member)
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia
Ductility class:	DCM
Curvature ductility factor request:	8.15
Section's position in the member:	In critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2)
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2)
	Coeff v min:	0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2)
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm?
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm?
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	162 di 238

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	0.0
2	-25.0	50.0
3	25.0	50.0
4	25.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-19.8	5.2	18
2	-19.8	44.8	18
3	19.8	44.8	18
4	19.8	5.2	18

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 \varnothing Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	2	2	18
2	3	4	2	18
3	1	4	2	18
4	2	3	2	18

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 8 mm
Spacing of stirrups: 14.3 cm

Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	176.25	-4.81	42.77	0.00	0.00
2	60.38	34.92	99.77	0.00	0.00
3	81.23	103.70	13.12	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	163 di 238

Min edge cover of longitudinal bars:	4.3	cm
Min distance between longitudinal bars:	11.4	cm
Min edge cover of stirrups:	3.5	cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.
1	OK	176.25	-4.81	42.77	176.10	-30.98	276.13	6.456
2	OK	60.38	34.92	99.77	60.53	84.41	241.31	2.418
3	OK	81.23	103.70	13.12	81.27	259.82	32.93	2.505

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

Parameter	Description
ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00296	25.0	0.0	0.00193	19.8	5.2	-0.01002	-19.8	44.8
2	0.00350	-0.00213	25.0	50.0	0.00213	19.8	44.8	-0.00827	-19.8	5.2
3	0.00350	-0.00326	25.0	50.0	0.00186	19.8	44.8	-0.01062	-19.8	5.2

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

Parameter	Description
a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000275475	-0.000026223	-0.003386879	----	----
2	0.000205742	0.000057031	-0.004495122	----	----
3	0.000030383	0.000284907	-0.011504897	----	----

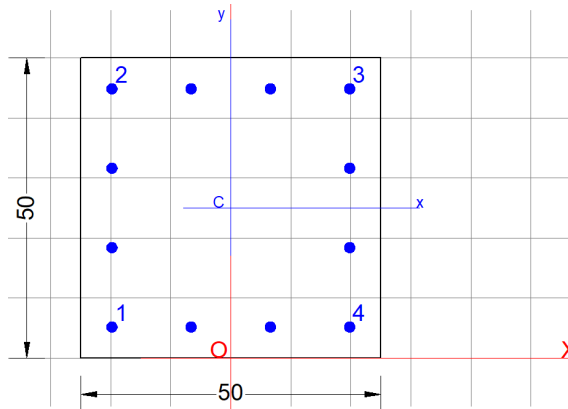
10.8.1.1.2 Sezione inferiore

I valori massimi delle sollecitazioni derivati dal modello di calcolo sono riportati qui di seguito.

Sollecitazioni SLU e SLV

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni
-	m	-	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	principali
49	0	comb 19_ULS	-217.539	2.131	-2.50	0.40	30.10	6.02	min P
55	0	comb 130_SLV 100Y+30X+30Z	-53.27	11.743	26.05	0.16	107.29	39.31	max M2
48	0	comb 129_SLV 100X+30Y+30Z	-117.00	39.66	12.45	0.13	18.11	130.00	max M3

La resistenza della sezione e verificata mediante il software RC-SEC.



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Columns asse 1 e 3_rev1_sez_inf.secEC

Section description:	
Section type:	Column (compression member)
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia
Ductility class:	DCM
Curvature ductility factor request:	8.15
Section's position in the member:	In critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	8.5 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	165 di 238

Strain at max strength $ec2$:	0.0020
Ultimate strain ecu :	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
Mean Elastic Modulus E_{cm} :	32836.6 MPa
Mean tensile strength f_{ctm} :	2.9 MPa
E_s/E_c in SLS combination:	15.00
Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²
Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm ²
Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.300 mm
Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.200 mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain es_u :	0.068
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa
	SLS Character. - S_s Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	0.0
2	-25.0	50.0
3	25.0	50.0
4	25.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-19.8	5.2	20
2	-19.8	44.8	20
3	19.8	44.8	20
4	19.8	5.2	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 \varnothing Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	2	2	20
2	3	4	2	20
3	1	4	2	20
4	2	3	2	20

SHEAR REINFORCEMENT

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	166 di 238

Stirrups diameter: 8 mm
Spacing of stirrups: 15.9 cm

Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	176.25	-4.81	42.77	0.00	0.00
2	176.10	-30.98	276.13	0.00	0.00
3	60.53	84.41	241.13	0.00	0.00
4	81.27	259.82	32.93	0.00	0.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 4.2 cm
Min distance between longitudinal bars: 11.2 cm
Min edge cover of stirrups: 3.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.
1	OK	176.25	-4.81	42.77	176.51	-36.72	326.21	7.627
2	OK	176.10	-30.98	276.13	176.04	-36.63	326.15	1.181
3	OK	60.53	84.41	241.13	60.61	100.87	287.98	1.194
4	OK	81.27	259.82	32.93	81.34	310.39	39.35	1.195

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete
ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	167 di 238

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00253	25.0	0.0	0.00204	19.8	5.2	-0.00910	-19.8	44.8
2	0.00350	-0.00253	25.0	0.0	0.00204	19.8	5.2	-0.00910	-19.8	44.8
3	0.00350	-0.00167	25.0	50.0	0.00225	19.8	44.8	-0.00730	-19.8	5.2
4	0.00350	-0.00279	25.0	50.0	0.00197	19.8	44.8	-0.00964	-19.8	5.2

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000256734	-0.000024439	-0.002918342	----	----
2	0.000256988	-0.000024370	-0.002924694	----	----
3	0.000184941	0.000056198	-0.003933410	----	----
4	0.000028170	0.000265207	-0.010464607	----	----

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

Considerando la riduzione di 30% e i risultati dalla verifica si evince che i momenti massimi di calcolo ($M_x - M_y$) e lo sforzo normale massimo (N) sono inferiori ai valori ultimi, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

10.8.1.2 Taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed}l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture in CD" B";

$$M_{i,d}^s = M_{c,Rd} \times \min\{1, \Sigma M_{b,Rd} / \Sigma M_{c,Rd}\}$$

$M_{i,d}^s = 273.13$ kNm lungo l'asse in direzione longitudinale

$M_{i,d}^i = M_{c,Rd}^s = 326.21$ kNm lungo l'asse in direzione longitudinale

$M_{i,d}^s = 259.82$ kNm lungo l'asse in direzione trasversale

$M_{i,d}^i = M_{C,Rd}^s = 310.39$ kNm lungo l'asse in direzione trasversale

$l_p = 5.50$ m

$V_{Ed} = 119.87$ kN lungo l'asse in direzione longitudinale

$V_{Ed} = 114.042$ kN lungo l'asse in direzione trasversale

I valori massimi delle sollecitazioni derivati dal modello di calcolo sono riportati qui di seguito.

Sollecitazioni SLV e SLU									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
48	1.01667	comb 129_SLV_100X+30 Y+30Z	-109.71	39.66	12.45	0.13	5.82	89.68	Max V2
54	1.01667	comb 130_SLV_100Y+30 X+30Z	-46.70	11.37	33.71	0.16	69.88	26.62	Max V3

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale, si procede alla verifica di resistenza.

Usando EXCEL si ottiene la capacità in taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 500$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 40$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 6$	Ø	18 = 15.27 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$d = 460$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$f_{cd} = 17.00$	MPa	resist. di calcolo			15.27 cm ²

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle strutture del fabbricato

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	169 di 238

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 120.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.659 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.410$$

$$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.007 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 124.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 94.2 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 124.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \quad \text{inclinaz. Uncini}$$

Armatura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{uncini } \emptyset 8 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 2 \quad \text{passo } 10 \text{ cm} = 0.101 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 162.9 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 879.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 162.9 > 120.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.4$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Per il taglio si adotteranno staffe $\Phi 8 / 10 \text{ cm}$ nei pilastri centrali.

10.8.1.3 Torsione:

Considerata la ridotta entità delle sollecitazioni torsionali la verifica può essere opportunamente trascurata poiché risulta implicitamente soddisfatta e non dimensionante.

10.8.2 Verifica SLE

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
 - per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4 \text{ mm}$;
 - per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3 \text{ mm}$.
- verifica delle tensioni di esercizio.

10.8.2.1 Sezione superiore

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Sollecitazioni SLE rara						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
49	5.0833	comb 97 SLS rare	-128.923	32.248	-3.260	min P
49	6.1	comb 108 SLS rare	-97.34	55.76	2.50	max M2
48	6.1	comb 84 SLS rare	-115.45	-36.76	-23.51	min M3

Sollecitazioni SLE frequente						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
49	6.1	comb 122 SLS Freq	-110.450	28.989	-1.588	min P
49	6.1	comb 124 SLS Freq	-100.92	38.21	0.15	max M2
46	6.1	comb 124 SLS Freq	-61.042	28.968	-8.36	min M3

Sollecitazioni SLE quasi-permanente						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
51	5.0833	comb 126 SLS Quasi Perm	-108.449	-30.589	2.15	min P
49	6.1	comb 126 SLS Quasi Perm	-100.84	34.50	-1.79	max M2
46	6.1	comb 126 SLS Quasi Perm	-58.88	24.80	5.03	max M3

Usando RC-SEC per la verifica, si ottiene:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	128.92	-3.26	32.25
2	97.34	2.50	55.76
3	115.45	-23.51	-36.76

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	171 di 238

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-1.59 (-3.89)	28.99 (71.09)
2	0.00	0.15 (0.29)	38.21 (74.69)
3	0.00	8.36 (16.79)	28.97 (58.19)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	108.45	2.15 (6.93)	-30.59 (-98.66)
2	100.84	-1.79 (-4.89)	34.50 (94.19)
3	58.88	5.03 (15.28)	24.80 (75.36)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.30 (18.0)	25.0	0.0	-27.7 (360.0)	-19.8	44.8	308	7.6	0.025
2	1	OK	3.78 (18.0)	25.0	50.0	-82.4 (360.0)	-19.8	5.2	501	10.2	0.020
3	1	OK	4.05 (18.0)	0.0	0.0	-62.2 (360.0)	19.8	44.8	168	2.5	0.015

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
Check Result of check
e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
ll Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max Max final crack [mm] spacing
wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	172 di 238

MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	III	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00017	0	0.500	18.0	0.00008 (0.00008)	269	0.022	-10.09	99.82
2	OK	-0.00049	0	0.500	18.0	0.00025 (0.00025)	297	0.073	3.77	84.06
3	OK	-0.00038	0	0.500	18.0	0.00019 (0.00019)	348	0.065	-35.14	-54.95

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.94 (18.0)	25.0	0.0	-60.4 (360.0)	-19.8	44.8	560	10.2	0.018
2	1	OK	2.39 (18.0)	25.0	50.0	-77.5 (360.0)	-19.8	5.2	600	10.2	0.017
3	1	OK	2.54 (18.0)	25.0	50.0	-68.3 (360.0)	-19.8	5.2	383	7.6	0.020

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	III	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00035	0	0.500	18.0	0.00018 (0.00018)	315	0.057 (0.30)	-3.89	71.09
2	OK	-0.00045	0	0.500	18.0	0.00023 (0.00023)	327	0.076 (0.30)	0.29	74.69
3	OK	-0.00040	0	0.500	18.0	0.00020 (0.00020)	300	0.061 (0.30)	16.79	58.19

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	2.12 (13.5)	-25.0	50.0	-29.2 (360.0)	19.8	5.2	389	10.2	0.026
2	1	OK	2.36 (13.5)	25.0	0.0	-38.5 (360.0)	-19.8	44.8	438	10.2	0.023
3	1	OK	1.98 (13.5)	25.0	50.0	-35.5 (360.0)	-19.8	5.2	333	7.6	0.023

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	III	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00018	0	0.500	18.0	0.00009 (0.00009)	263	0.023 (0.20)	6.93	-98.66
2	OK	-0.00024	0	0.500	18.0	0.00012 (0.00012)	278	0.032 (0.20)	-4.89	94.19
3	OK	-0.00022	0	0.500	18.0	0.00011 (0.00011)	280	0.030 (0.20)	15.28	75.36

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N. Order numbers assigned to SLS combination
 Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent combination
 Region Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
 k Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
 kc Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
 Act Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
 Ned Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
 Sc = Ned/Ac = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
 k1 Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
 As reg Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
 As,min Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	1263	0.00	0.00	0.67	---	15.3	3.2
2	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	1255	0.00	0.00	0.67	---	15.3	3.2

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	173 di 238

3	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	1263	0.00	0.00	0.67	---	15.3	3.2
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.37	871	91.66	3.67	1.50	---	12.7	2.0
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.37	937	85.23	3.41	1.50	---	12.7	2.2
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.38	980	49.76	1.99	1.50	---	12.7	2.4

La verifica risulta soddisfatta.

- Armatura superiore 2 Φ 25 + 4 Φ 22
- Armatura inferiore 2 Φ 25 + 4 Φ 22

10.8.2.2 Sezione inferiore

Sollecitazioni SLE rara						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
49	0	comb 97 SLS rare	-160.69	19.21	3.97	min P
48	0	comb 114 SLS rare	-147.201	-23.962	6.50	max M2
48	0	comb 84 SLS rare	-115.45	-36.76	-23.51	min M3

Sollecitazioni SLE frequente						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
49	0	comb 122 SLS Freq	-142.21	13.02	1.39	min P
52	0	comb 122 SLS Freq	-142.140	13.150	-1.84	max M2
54	0	comb 125 SLS Freq	-94.52	-6.00	-9.38	min M3

Sollecitazioni SLE quasi-permanente						
Elemento	Distanza	Combinazione	P	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
51	0	comb 126 SLS Quasi Perm	-140.22	-9.28	-3.05	min P
52	0	comb 126 SLS Quasi Perm	-138.883	9.881	-1.490	max M2
46	6.1	comb 126 SLS Quasi Perm	-58.88	24.80	5.03	max M3

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	174 di 238

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	160.69	3.97	19.21
2	147.20	6.50	-23.96
3	115.45	-23.51	-36.76

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-1.59 (-8.52)	13.02 (69.89)
2	0.00	-1.84 (-9.63)	13.15 (68.79)
3	0.00	-9.38 (-47.83)	-6.00 (-30.59)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-3.05 (-19.40)	-9.28 (-59.02)
2	0.00	-1.49 (-10.28)	9.88 (68.14)
3	0.00	5.03 (13.22)	24.80 (65.19)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.43 (18.0)	25.0	50.0	-3.4 (360.0)	-19.8	5.2	95	3.1	0.033
2	1	OK	1.81 (18.0)	-25.0	50.0	-11.4 (360.0)	19.8	5.2	98	3.1	0.032
3	1	OK	3.69 (18.0)	0.0	0.0	-53.2 (360.0)	19.8	44.8	166	3.1	0.019

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
Check Result of check

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	175 di 238

e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
∅	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00003	0	0.500	20.0	0.00001 (0.00001)	246	0.003	34.64	167.60
2	OK	-0.00008	0	0.500	20.0	0.00003 (0.00003)	249	0.009	29.19	-107.61
3	OK	-0.00033	0	0.500	20.0	0.00016 (0.00016)	322	0.051	-36.82	-57.57

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.85 (18.0)	25.0	0.0	-23.2 (360.0)	-19.8	44.8	496	12.6	0.025
2	1	OK	0.88 (18.0)	25.0	0.0	-23.6 (360.0)	-19.8	44.8	483	12.6	0.026
3	1	OK	0.98 (18.0)	25.0	50.0	-22.1 (360.0)	19.8	44.8	230	6.3	0.027

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00014	0	0.500	20.0	0.00007 (0.00007)	277	0.019 (0.30)	-8.52	69.89
2	OK	-0.00014	0	0.500	20.0	0.00007 (0.00007)	274	0.019 (0.30)	-9.63	68.79
3	OK	-0.00013	0	0.500	20.0	0.00007 (0.00007)	267	0.018 (0.30)	-47.83	-30.59

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.75 (13.5)	-25.0	50.0	-18.5 (360.0)	19.8	44.8	307	6.3	0.020
2	1	OK	0.67 (13.5)	25.0	0.0	-17.9 (360.0)	-19.8	44.8	476	12.6	0.026
3	1	OK	1.78 (13.5)	25.0	50.0	-46.2 (360.0)	-19.8	5.2	439	12.6	0.029

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00011	0	0.500	20.0	0.00006 (0.00006)	309	0.017 (0.20)	-19.40	-59.02
2	OK	-0.00011	0	0.500	20.0	0.00005 (0.00005)	272	0.015 (0.20)	-10.28	68.14
3	OK	-0.00027	0	0.500	20.0	0.00014 (0.00014)	262	0.036 (0.20)	13.22	65.19

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL [§ 7.3.2 EC2]

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	176 di 238

Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Ac = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	1263	0.00	0.00	1.50	---	18.8	3.2
2	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	1250	0.00	0.00	0.67	---	18.8	3.2
3	Frequent	1 (Web)	0.79	0.40	1250	0.00	0.00	1.50	---	18.8	3.2
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	1250	0.00	0.00	1.50	---	18.8	3.2
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	1237	0.00	0.00	1.50	---	18.8	3.1
3	Quasi-perm.	1 (Web)	0.79	0.40	1263	0.00	0.00	0.67	---	18.8	3.2

10.8.2.3 D ettagli costruttivi (gerarchia delle resistenze):

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

$$\rho = \frac{A_l}{b * H} = \frac{3048}{500 * 500} = 0.012192 = 1.22\%$$

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CD"B".
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CD"B";
 - 175 mm (per CD"B");
 - 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD"B")

Nel caso specifico risulta:

$$d = 125\text{mm} \leq \begin{cases} \frac{b}{2} = \frac{500}{2} = 250\text{mm} \\ 175\text{mm} \\ 7 * 18 = 126\text{mm} \end{cases}$$

- Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\varphi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento} \cdot f_{yd}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo} \cdot f_{cd}}$$

dove:

ω_{wd} è il rapporto mecca utilità di curvatura allo SLC;

v_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$)

$\varepsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c è la profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_0 \cdot h_0)}$$

$$\alpha_s = \left[1 - \frac{s}{2 \cdot b_0} \right] \cdot \left[1 - \frac{s}{2 \cdot h_0} \right]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe.

Nel caso in esame non si prevede plasticizzazione nel pilastro e pertanto non è necessario soddisfare la verifica descritta.

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = \left(0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right)$$

e comunque non minore di 0.003 Ac;

dove:

N_{Ed} rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

Ac è l'area di calcestruzzo;

f_{yd} è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Nel caso in esame risulta:

$$A_s = 3048 \text{ mm}^2 > \begin{cases} A_{s,min} = 0.10 \cdot \frac{217540}{391.3} = 55.60 \text{ mm}^2 \\ 0.003 \cdot 500 \cdot 500 = 750 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

Riassunto delle armature

Sezione Superiore

Alle zoni critici (considerato 0.85m a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro)

- Armatura superiore 6 Φ 18
- Armatura inferiore 6 Φ 18
- Armature trasversale Φ8 ogni 100mm

Al medio della lunghezza

- Armatura superiore 6 Φ 18
- Armatura inferiore 6 Φ 18
- Armature trasversale Φ 8 ogni 150mm

Sezione Inferiore

Alle zoni critici (considerato 0.85m a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro)

- Armatura superiore 6 Φ 20
- Armatura inferiore 6 Φ 20
- Armature trasversale Φ 8 ogni 100mm

Al medio della lunghezza

- Armatura superiore 6 Φ 20
- Armatura inferiore 6 Φ 20
- Armature trasversale Φ 8 ogni 150mm

Incidenza armatura pilastri (asse 1 e 3): 215 kg/m³

10.9 Nodi trave-pilastro

Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti.

In ogni nodo la capacità a taglio deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Le verifiche si fanno secondo I requisiti in 7.4.4.3.1 – NTC2018.

In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{\text{nod}} = \gamma_{\text{Rd}} \cdot (A_{\text{s1}} + A_{\text{s2}}) \cdot f_{\text{yd}} - V_{\text{c}} \text{ per nodi interni}$$

$$V_{\text{nod}} = \gamma_{\text{Rd}} \cdot (A_{\text{s1}}) \cdot f_{\text{yd}} - V_{\text{c}} \text{ per nodi esterni}$$

dove $\gamma_{\text{Rd}}=1.1$ per CD "A";

A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave;

V_{c} è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo;

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

dove

$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ con f_{ck} espresso in MPa;

α_j vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni;

V_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo;

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro;

b_j è la larghezza effettiva del nodo assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8V_d) \text{ per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8V_d) \text{ per nodi esterni}$$

dove

A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe.

Verifica per i pilastri centrali a direzione longitudinale:

γ_{Rd}	1.2		;	b_j	500	mm
V_C	0	kN	;	f_{cd}	17	MPa
A_{S1}	615.8	mm ²	;	f_{ck}	30	MPa
A_{S2}	615.8	mm ²	;	f_{ctd}	1.4	MPa
f_{yd}	391	MPa	;	f_{ywd}	391	MPa
			;	h_{jw}	390	mm
V_{jbd}	577.8	kN	;			
α_j	0.6		;		8	mm

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	181 di 238

$$V_d \quad 0 \quad ; \quad 100 \quad \text{mm}$$

$$h_{jc} \quad 376 \quad \text{mm} \quad ; \quad A_{sh} \quad 392.1 \quad \text{mm}^2$$

$$\eta \quad 0.528 \quad \text{MPa}$$

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 1856 \text{ kN} > 577.8 \text{ kN}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} = 153.3 \text{ kN} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0.8v_d) = 577.8 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica per i pilastri centrali a direzione trasversale:

$$\gamma_{Rd} \quad 1.2 \quad ; \quad b_j \quad 600 \quad \text{mm}$$

$$V_C \quad 0 \quad \text{kN} \quad ; \quad f_{cd} \quad 17 \quad \text{MPa}$$

$$A_{S1} \quad 1521 \quad \text{mm}^2 \quad ; \quad f_{ck} \quad 30 \quad \text{MPa}$$

$$A_{S2} \quad 1521 \quad \text{mm}^2 \quad ; \quad f_{ctd} \quad 1.4 \quad \text{MPa}$$

$$f_{yd} \quad 391 \quad \text{MPa} \quad ; \quad f_{ywd} \quad 391 \quad \text{MPa}$$

$$\quad \quad \quad ; \quad h_{jw} \quad 382 \quad \text{mm}$$

$$V_{jbd} \quad 1427 \quad \text{kN} \quad ;$$

$$\alpha_j \quad 0.6 \quad ; \quad 8 \quad \text{mm}$$

$$V_d \quad 0 \quad ; \quad 100 \quad \text{mm}$$

$$h_{jc} \quad 376 \quad \text{mm} \quad ; \quad A_{sh} \quad 384 \quad \text{mm}^2$$

$$\eta \quad 0.528 \quad \text{MPa}$$

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 1856 \text{ kN} > 1427 \text{ kN}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} = 150.9 \text{ kN} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0.8v_d) = 1427 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

11 FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da platee di 40cm di spessore e avendo nervature disposte lungo il perimetro dell'edificio e tra i due pilastri centrali. Al di sotto delle fondazioni è previsto uno strato di magrone di spessore 0.10 m debordante l'impronta delle fondazioni di 0.10 m. Le verifiche di resistenza della fondazione sono state eseguite con riferimento alle travi e alle platee in c.l.s.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione.

Le fondazioni superficiali sono verificate in condizioni sismiche e in condizioni statiche. In condizioni sismiche si utilizzano le sollecitazioni ottenute da un caso di SLV con un fattore di q pari a 1,5 in modo da evitare un'analisi di soddisfacimento della gerarchia delle resistenze.

In condizioni statiche si utilizzano le sollecitazioni non amplificate della combinazione non sismica SLU. Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

11.1 Travi di fondazione

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da un grigliato di travi rovesce disposte lungo il perimetro dell'edificio. Le travi di bordo hanno sezione a "T" rovescia con altezza 1.20 m e larghezza 1.00 m.

Le verifiche di resistenza delle travi di fondazione sono state eseguite con riferimento alle travi rovesce perimetrali e ai travi trasversali di collegamento.

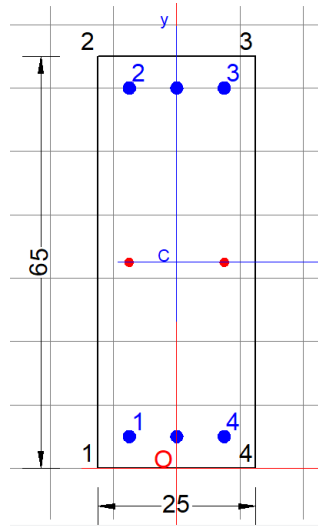
Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche ipotizzando il comportamento elastico della struttura in elevazione in caso di evento sismico ($q=1$).

11.1.1.1 Trave – asse "B" (65x25)

- **Verifiche agli SLU**

Sollecitazioni SLU									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
387	0	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	0.0	-4.95	0.0	-0.48	0.00	-43.17	min M3
387	0	Sisma_SLO	0.0	0.14	0.0	0.20	0.00	5.22	max M3
389	0	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	0.0	-27.90	0.0	-0.48	0.00	-26.22	max V2

Verifica RC-SEC:



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Fondazione trave asse B1_rev1.secEC

Section description:	
Section type:	Foundation beam in seismic zone
Reference code:	NTC 2018
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia Cross section of a foundation beam

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C25/30
	Design compressive strength f_{cd} :	14.2 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 f_{cd}$:	7.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff $\alpha_{ct,c}$:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2)
	Coeff K_1 :	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2)
	Coeff ν_{min} :	0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2)
	Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
	Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus E_{cm} :	31475.8 MPa
	Mean tensile strength f_{ctm} :	2.6 MPa
	E_s/E_c in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	15.0 kN/cm?
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	150.0 daN/cm?
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.400 mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	11.25 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	184 di 238

Design strength ftd:	391.3	MPa
Design ultimate strain esu:	0.068	
Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C25/30

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-12.5	0.0
2	-12.5	65.0
3	12.5	65.0
4	12.5	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-7.5	5.0	20
2	-7.5	60.0	20
3	7.5	60.0	20
4	7.5	5.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 \varnothing Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	2	1	14
2	4	3	1	14
3	2	3	1	20
4	1	4	1	20

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 8 mm
Spacing of stirrups: 20.0 cm
Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
---------	-----	------	------	------	------

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	185 di 238

1	0.00	-43.17	0.00	-4.95	0.00
2	0.00	5.22	0.00	0.14	0.00
3	0.00	-26.22	0.00	-27.90	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	4.0 cm
Min distance between longitudinal bars:	5.5 cm
Min edge cover of stirrups:	3.2 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	-43.17	0.00	0.00	-239.78	0.00	5.554	12.5(0.0)
2	OK	0.00	5.22	0.00	0.00	239.78	0.00	45.934	12.5(0.0)
3	OK	0.00	-26.22	0.00	0.00	-239.78	0.00	9.145	12.5(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

Parameter	Description
ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00845	-12.5	0.0	0.00136	-7.5	5.0	-0.02223	-7.5	60.0
2	0.00350	-0.00845	-12.5	65.0	0.00136	-7.5	60.0	-0.02223	-7.5	5.0
3	0.00350	-0.00845	-12.5	0.0	0.00136	-7.5	5.0	-0.02223	-7.5	60.0

BENDING COMBINATION N. 1 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-12.50	0.00	14.17	0.0035000

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	186 di 238

2	1	-12.50	65.00	0.00	-0.0243766
3	1	12.50	65.00	0.00	-0.0243766
4	1	12.50	0.00	14.17	0.0035000

Longitudinal Bars:

Bar N. Order numbers assigned to the bars
 Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O
 Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
 e s Strain in each bar

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-7.50	5.00	271.13	0.0013556
2	-7.50	60.00	-391.30	-0.0222323
3	7.50	60.00	-391.30	-0.0222323
4	7.50	5.00	271.13	0.0013556
5	-7.50	32.50	-391.30	-0.0104383
6	7.50	32.50	-391.30	-0.0104383
7	0.00	60.00	-391.30	-0.0222323
8	0.00	5.00	271.13	0.0013556

BENDING COMBINATION N. 2 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-12.50	0.00	0.00	-0.0243766
2	1	-12.50	65.00	14.17	0.0035000
3	1	12.50	65.00	14.17	0.0035000
4	1	12.50	0.00	0.00	-0.0243766

Longitudinal Bars:

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-7.50	5.00	-391.30	-0.0222323
2	-7.50	60.00	271.13	0.0013556
3	7.50	60.00	271.13	0.0013556
4	7.50	5.00	-391.30	-0.0222323
5	-7.50	32.50	-391.30	-0.0104383
6	7.50	32.50	-391.30	-0.0104383
7	0.00	60.00	271.13	0.0013556
8	0.00	5.00	-391.30	-0.0222323

BENDING COMBINATION N. 3 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-12.50	0.00	14.17	0.0035000
2	1	-12.50	65.00	0.00	-0.0243766
3	1	12.50	65.00	0.00	-0.0243766
4	1	12.50	0.00	14.17	0.0035000

Longitudinal Bars:

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-7.50	5.00	271.13	0.0013556
2	-7.50	60.00	-391.30	-0.0222323
3	7.50	60.00	-391.30	-0.0222323
4	7.50	5.00	271.13	0.0013556
5	-7.50	32.50	-391.30	-0.0104383
6	7.50	32.50	-391.30	-0.0104383
7	0.00	60.00	-391.30	-0.0222323
8	0.00	5.00	271.13	0.0013556

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	187 di 238

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
 x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
 D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000428871	0.003500000	0.136	0.700
2	0.000000000	0.000428871	-0.024376628	0.136	0.700
3	0.000000000	-0.000428871	0.003500000	0.136	0.700

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter: 8 mm > Min diameter for code = 0.0 mm
 Stirrups spacing(pitch): 20.0 cm < Max spacing for code = 30.0 cm
 Area stirrup/m: 5.0 cm²/m > Stirrup area strictly necessary for shear = 0.5cm²/m
 Area stirrups/m: 5.0 cm²/m > Min. Area stirrup bars (9.5N) = 2.2cm²/m

Check Result of check
 Ved Design Shear [kN] = sum of Vx and Vy projected onto the normal to the neutral axis
 Vrd,max Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
 Vrd,s Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
 Zm Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis:
 are not included strips without an extreme compressed.
 The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
 Dm Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
 bw Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis =
 = ratio of area of resistant strips to Zmed value
 Cot(Th) Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
 Ast min Min area [cm²/m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
 Ast Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm²/m]
 A.Eff Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm²/m]

Comb.N.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Cot(Th)	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	4.95	346.46	278.98	56.7 61.7	25.0	2.50	2.2	0.1	5.0
2	OK	0.14	346.46	278.98	56.7 61.7	25.0	2.50	2.2	0.0	5.0
3	OK	27.90	346.46	278.98	56.7 61.7	25.0	2.50	2.2	0.5	5.0

• **Verifiche agli SLE**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

i) **Verifiche di fessurazione:**

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura*

delle fessure. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
 - per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.
- j) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Sollecitazioni SLE rara									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
387	0	comb 97 SLS rare	0.0	-4.91	0.0	0.01	0.00	-29.01	min M3

Sollecitazioni SLE frequente									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
387	0	comb 119 SLS Freq	0.0	-4.70	0.0	0.04	0.00	-27.10	min M3

Sollecitazioni SLE quasi permanente									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
387	0	comb 126 SLS Quasi Perm	0.0	-4.67	0.0	0.05	0.00	-26.87	min M3

Verifica RC-SEC:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N
Mx

Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	189 di 238

My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-29.01	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-27.10 (-66.90)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-26.87 (-66.90)	0.00 (0.00)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio $Ac\ eff / Ac\ eff [eq.(7.10)\ Ec2]$

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.66 (15.0)	0.0	0.0	-54.0 (360.0)	0.0	60.0	313	9.4	0.030

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds f_{ctm}
Check Result of check
e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2 = 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
lll Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6\ Smax / Es$
sr max Max final crack [mm] spacing
wk Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max * (e\ sm - e\ cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
---------	-------	----	----	----	-----	-------------	--------	----	----------	----------

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	190 di 238

1 OK -0.00030 0 0.500 20.0 0.00016 (0.00016) 249 0.040 -62.03 0.00

SLS - CHARACTERISTIC COMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex Assigned numbers to concrete vertices
Reg. Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-12.5	0.0	1.658	0.0001243
2	1	-12.5	65.0	0.000	-0.0003030
3	1	12.5	65.0	0.000	-0.0003030
4	1	12.5	0.0	1.658	0.0001243

Longitudinal bars:

N. Bar Assigned numbers to each bar
Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-7.5	5.0	18.29	0.0000915
2	-7.5	60.0	-54.03	-0.0002702
3	7.5	60.0	-54.03	-0.0002702
4	7.5	5.0	18.29	0.0000915
5	-7.5	32.5	-17.87	-0.0000893
6	7.5	32.5	-17.87	-0.0000893
7	0.0	60.0	-54.03	-0.0002702
8	0.0	5.0	18.29	0.0000915

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.55 (15.0)	0.0	0.0	-50.5 (360.0)	0.0	60.0	313	9.4	0.030

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	III	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00028	0	0.500	20.0	0.00015 (0.00015)	249	0.038 (0.40)	-62.03	0.00

SLS - FREQUENT COMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex Assigned numbers to concrete vertices
Reg. Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-12.5	0.0	1.549	0.0001161
2	1	-12.5	65.0	0.000	-0.0002831
3	1	12.5	65.0	0.000	-0.0002831
4	1	12.5	0.0	1.549	0.0001161

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	191 di 238

Longitudinal bars:

N. Bar Assigned numbers to each bar
 Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
 Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
 e s Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-7.5	5.0	17.09	0.0000854
2	-7.5	60.0	-50.47	-0.0002524
3	7.5	60.0	-50.47	-0.0002524
4	7.5	5.0	17.09	0.0000854
5	-7.5	32.5	-16.69	-0.0000835
6	7.5	32.5	-16.69	-0.0000835
7	0.0	60.0	-50.47	-0.0002524
8	0.0	5.0	17.09	0.0000854

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.54 (11.3)	0.0	0.0	-50.0 (360.0)	7.5	60.0	313	9.4	0.030

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∏	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00028	0	0.500	20.0	0.00015 (0.00015)	249	0.037 (0.30)	-62.03	0.00

SLS - QUASI-PERMANENTCOMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex Assigned numbers to concrete vertices
 Reg. Number of concrete region to which it relates the vertices
 Xc, Yc X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
 Sc Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
 e c Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-12.5	0.0	1.535	0.0001152
2	1	-12.5	65.0	0.000	-0.0002807
3	1	12.5	65.0	0.000	-0.0002807
4	1	12.5	0.0	1.535	0.0001152

Longitudinal bars:

N. Bar Assigned numbers to each bar
 Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
 Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
 e s Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-7.5	5.0	16.94	0.0000847
2	-7.5	60.0	-50.05	-0.0002502
3	7.5	60.0	-50.05	-0.0002502
4	7.5	5.0	16.94	0.0000847
5	-7.5	32.5	-16.55	-0.0000828
6	7.5	32.5	-16.55	-0.0000828
7	0.0	60.0	-50.05	-0.0002502
8	0.0	5.0	16.94	0.0000847

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.90	0.40	813	0.00	0.00	1.50	---	9.4	2.1
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.90	0.40	813	0.00	0.00	1.50	---	12.5	2.1

Armatura superiore 3 Φ 20

- Armatura intermedio 2 Φ 14
- Armatura inferiore 3 Φ 20

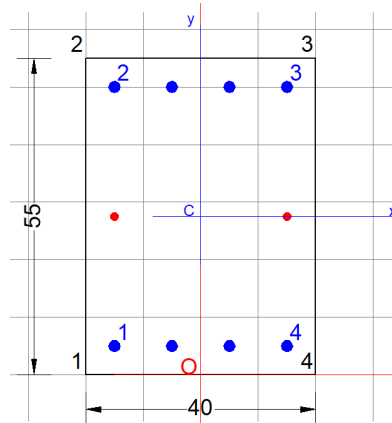
Incidenza armatura: 170 kg/m³

11.1.1.2 Travi – assi “B” e “C” (55x40)

- Verifiche agli SLU

Sollecitazioni SLU									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
375	0	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	0.0	-45.52	0.0	-2.79	0.00	-164.73	min M3
375	0	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	0.0	106.49	0.0	1.90	0.00	227.99	max M3
363	1.00833	comb 130_SLV_100Y+30X+30Z	0.0	112.12	0.0	2.82	0.00	118.46	max V2

Verifica RC-SEC:



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Fondazione trave assi B e C_rev1.secEC

Section description:
 Section type: Foundation beam in seismic zone
 Reference code: NTC 2018
 Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia
 Cross section of a foundation beam

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C25/30
Design compressive strength fcd:	14.2 MPa
Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	7.1 MPa (6.9)EC2
Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
Coeff v min:	0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
Strain at max strength ec2:	0.0020
Ultimate strain ecu:	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	194 di 238

Mean Elastic Modulus Ecm:	31475.8	MPa
Mean tensile strength fctm:	2.6	MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00	
Stress limit in SLS Characteristic comb.:	15.0	kN/cm ²
Stress limit in SLS Frequent comb.:	150.0	daN/cm ²
Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.400	mm
Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	11.25	Mpa
Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300	mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal
Concrete Class:	C25/30

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-20.0	0.0
2	-20.0	55.0
3	20.0	55.0
4	20.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-15.0	5.0	20
2	-15.0	50.0	20
3	15.0	50.0	20
4	15.0	5.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
\varnothing	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	2	1	14
2	4	3	1	14
3	2	3	2	20
4	1	4	2	20

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter:	8 mm
--------------------	------

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	195 di 238

Spacing of stirrups: 20.0 cm

Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	0.00	-164.73	0.00	-45.52	0.00
2	0.00	227.99	0.00	106.49	0.00
3	0.00	118.46	0.00	112.12	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	4.0 cm
Min distance between longitudinal bars:	8.0 cm
Min edge cover of stirrups:	3.2 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	-164.73	0.00	0.00	-254.97	0.00	1.548	15.6(0.0)
2	OK	0.00	227.99	0.00	0.00	254.97	0.00	1.118	15.6(0.0)
3	OK	0.00	118.46	0.00	0.00	254.97	0.00	2.152	15.6(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
---------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	196 di 238

1	0.00350	-0.00780	-20.0	0.0	0.00110	-15.0	5.0	-0.02046	-15.0	50.0
2	0.00350	-0.00780	-20.0	55.0	0.00110	-15.0	50.0	-0.02046	-15.0	5.0
3	0.00350	-0.00780	-20.0	55.0	0.00110	-15.0	50.0	-0.02046	-15.0	5.0

BENDING COMBINATION N. 1 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.00	0.00	14.17	0.0035000
2	1	-20.00	55.00	0.00	-0.0228572
3	1	20.00	55.00	0.00	-0.0228572
4	1	20.00	0.00	14.17	0.0035000

Longitudinal Bars:

Bar N.	Order numbers assigned to the bars
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s	Strain in each bar

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-15.00	5.00	220.78	0.0011039
2	-15.00	50.00	-391.30	-0.0204611
3	15.00	50.00	-391.30	-0.0204611
4	15.00	5.00	220.78	0.0011039
5	-15.00	27.50	-391.30	-0.0096786
6	15.00	27.50	-391.30	-0.0096786
7	-5.00	50.00	-391.30	-0.0204611
8	5.00	50.00	-391.30	-0.0204611
9	-5.00	5.00	220.78	0.0011039
10	5.00	5.00	220.78	0.0011039

BENDING COMBINATION N. 2 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.00	0.00	0.00	-0.0228572
2	1	-20.00	55.00	14.17	0.0035000
3	1	20.00	55.00	14.17	0.0035000
4	1	20.00	0.00	0.00	-0.0228572

Longitudinal Bars:

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-15.00	5.00	-391.30	-0.0204611
2	-15.00	50.00	220.78	0.0011039
3	15.00	50.00	220.78	0.0011039
4	15.00	5.00	-391.30	-0.0204611
5	-15.00	27.50	-391.30	-0.0096786
6	15.00	27.50	-391.30	-0.0096786
7	-5.00	50.00	220.78	0.0011039
8	5.00	50.00	220.78	0.0011039
9	-5.00	5.00	-391.30	-0.0204611
10	5.00	5.00	-391.30	-0.0204611

BENDING COMBINATION N. 3 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	197 di 238

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.00	0.00	0.00	-0.0228572
2	1	-20.00	55.00	14.17	0.0035000
3	1	20.00	55.00	14.17	0.0035000
4	1	20.00	0.00	0.00	-0.0228572

Longitudinal Bars:

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-15.00	5.00	-391.30	-0.0204611
2	-15.00	50.00	220.78	0.0011039
3	15.00	50.00	220.78	0.0011039
4	15.00	5.00	-391.30	-0.0204611
5	-15.00	27.50	-391.30	-0.0096786
6	15.00	27.50	-391.30	-0.0096786
7	-5.00	50.00	220.78	0.0011039
8	5.00	50.00	220.78	0.0011039
9	-5.00	5.00	-391.30	-0.0204611
10	5.00	5.00	-391.30	-0.0204611

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000479221	0.003500000	0.146	0.700
2	0.000000000	0.000479221	-0.022857178	0.146	0.700
3	0.000000000	0.000479221	-0.022857178	0.146	0.700

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter: 8 mm > Min diameter for code = 0.0 mm
Stirrups spacing(pitch): 20.0 cm < Max spacing for code = 30.0 cm
Area stirrup/m: 5.0 cm²/m > Stirrup area strictly necessary for shear = 2.4cm²/m
Area stirrups/m: 5.0 cm²/m > Min. Area stirrup bars (9.5N) = 3.6cm²/m

Check Result of check
Ved Design Shear [kN] = sum of Vx and Vy projected onto the normal to the neutral axis
Vrd,max Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis:
 are not included strips without an extreme compressed.
 The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis =
 = ratio of area of resistant strips to Zmed value
Cot(Th) Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast min Min area [cm²/m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
Ast Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm²/m]
A.Eff Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm²/m]

Comb.N.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Cot(Th)	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	45.52	459.97	231.50	47.1 52.1	40.0	2.50	3.6	1.0	5.0
2	OK	106.49	459.97	231.50	47.1 52.1	40.0	2.50	3.6	2.3	5.0
3	OK	112.12	459.97	231.50	47.1 52.1	40.0	2.50	3.6	2.4	5.0

- Verifiche agli SLE

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

k) Verifiche di fessurazione:

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

l) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Sollecitazioni SLE rara

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
360	0	comb 106 SLS rare	0.0	-13.97	0.0	-0.58	0.00	-33.32	min M3
363	0	comb 104 SLS rare	0.0	35.70	0.0	0.13	0.00	45.25	max M3

Sollecitazioni SLE frequente

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
360	0	comb 124 SLS Freq	0.0	-10.22	0.0	-0.78	0.00	-31.47	min M3
362	1.00833	comb 123 SLS Freq	0.0	-31.49	0.0	-0.74	0.00	33.23	max M3

Sollecitazioni SLE quasi permanente

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
360	0	comb 126 SLS Quasi Perm	0.0	-10.21	0.0	-0.75	0.00	-30.69	min M3
363	0	comb 126 SLS Quasi Perm	0.0	30.69	0.0	0.31	0.00	31.80	max M3

Verifica RC-SEC:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-33.32	0.00
2	0.00	45.25	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	200 di 238

1	0.00	-31.47 (-74.98)	0.00 (0.00)
2	0.00	33.23 (74.98)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My	Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-30.69 (-74.98)	0.00 (0.00)
2	0.00	31.80 (74.98)	0.00 (0.00)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Not considered in any case
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.74 (15.0)	20.0	0.0	-56.8 (360.0)	5.0	50.0	500	12.6	0.025
2	1	OK	2.37 (15.0)	-20.0	55.0	-77.1 (360.0)	-15.0	5.0	500	12.6	0.025

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
e1	Result of check
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
kt	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
k2	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k3	= 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
ll	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
ll	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
sr max	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
wk	Max final crack [mm] spacing
MX crack	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MY crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00033	0	0.500	20.0	0.00017 (0.00017)	271	0.046	-69.53	0.00
2	OK	-0.00044	0	0.500	20.0	0.00023 (0.00023)	271	0.063	69.53	0.00

SLS - CHARACTERISTIC COMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	201 di 238

Sc Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.0	0.0	1.743	0.0001307
2	1	-20.0	55.0	0.000	-0.0003254
3	1	20.0	55.0	0.000	-0.0003254
4	1	20.0	0.0	1.743	0.0001307

Longitudinal bars:

N. Bar Assigned numbers to each bar
Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-15.0	5.0	17.85	0.0000892
2	-15.0	50.0	-56.78	-0.0002839
3	15.0	50.0	-56.78	-0.0002839
4	15.0	5.0	17.85	0.0000892
5	-15.0	27.5	-19.47	-0.0000973
6	15.0	27.5	-19.47	-0.0000973
7	-5.0	50.0	-56.78	-0.0002839
8	5.0	50.0	-56.78	-0.0002839
9	-5.0	5.0	17.85	0.0000892
10	5.0	5.0	17.85	0.0000892

SLS - CHARACTERISTIC COMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.0	0.0	0.000	-0.0004419
2	1	-20.0	55.0	2.366	0.0001775
3	1	20.0	55.0	2.366	0.0001775
4	1	20.0	0.0	0.000	-0.0004419

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-15.0	5.0	-77.12	-0.0003856
2	-15.0	50.0	24.23	0.0001212
3	15.0	50.0	24.23	0.0001212
4	15.0	5.0	-77.12	-0.0003856
5	-15.0	27.5	-26.44	-0.0001322
6	15.0	27.5	-26.44	-0.0001322
7	-5.0	50.0	24.23	0.0001212
8	5.0	50.0	24.23	0.0001212
9	-5.0	5.0	-77.12	-0.0003856
10	5.0	5.0	-77.12	-0.0003856

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.65 (15.0)	20.0	0.0	-53.6 (360.0)	5.0	50.0	500	12.6	0.025
2	1	OK	1.74 (15.0)	-20.0	55.0	-56.6 (360.0)	-5.0	5.0	500	12.6	0.025

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	202 di 238

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00031	0	0.500	20.0	0.00016 (0.00016)	271	0.044 (0.40)	-69.53	0.00
2	OK	-0.00032	0	0.500	20.0	0.00017 (0.00017)	271	0.046 (0.40)	69.53	0.00

SLS - FREQUENT COMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex	Reg.	Xc, Yc	Sc	e c
Assigned numbers to concrete vertices				
Number of concrete region to which it relates the vertices				
X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O				
Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)				
Strain in each vertex				

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.0	0.0	1.646	0.0001234
2	1	-20.0	55.0	0.000	-0.0003073
3	1	20.0	55.0	0.000	-0.0003073
4	1	20.0	0.0	1.646	0.0001234

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs, Ys	Ss	e s
Assigned numbers to each bar			
X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O			
Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)			
Strain in each bar			

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-15.0	5.0	16.85	0.0000843
2	-15.0	50.0	-53.63	-0.0002682
3	15.0	50.0	-53.63	-0.0002682
4	15.0	5.0	16.85	0.0000843
5	-15.0	27.5	-18.39	-0.0000919
6	15.0	27.5	-18.39	-0.0000919
7	-5.0	50.0	-53.63	-0.0002682
8	5.0	50.0	-53.63	-0.0002682
9	-5.0	5.0	16.85	0.0000843
10	5.0	5.0	16.85	0.0000843

SLS - FREQUENT COMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.0	0.0	0.000	-0.0003245
2	1	-20.0	55.0	1.738	0.0001303
3	1	20.0	55.0	1.738	0.0001303
4	1	20.0	0.0	0.000	-0.0003245

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-15.0	5.0	-56.63	-0.0002832
2	-15.0	50.0	17.80	0.0000890
3	15.0	50.0	17.80	0.0000890
4	15.0	5.0	-56.63	-0.0002832
5	-15.0	27.5	-19.42	-0.0000971
6	15.0	27.5	-19.42	-0.0000971
7	-5.0	50.0	17.80	0.0000890
8	5.0	50.0	17.80	0.0000890
9	-5.0	5.0	-56.63	-0.0002832

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	203 di 238

10 5.0 5.0 -56.63 -0.0002832

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.60 (11.3)	0.0	0.0	-52.3 (360.0)	5.0	50.0	500	12.6	0.025
2	1	OK	1.66 (11.3)	-20.0	55.0	-54.2 (360.0)	-5.0	5.0	500	12.6	0.025

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00030	0	0.500	20.0	0.00016 (0.00016)	271	0.043 (0.30)	-69.53	0.00
2	OK	-0.00031	0	0.500	20.0	0.00016 (0.00016)	271	0.044 (0.30)	69.53	0.00

SLS - QUASI-PERMANENTCOMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.0	0.0	1.605	0.0001204
2	1	-20.0	55.0	0.000	-0.0002997
3	1	20.0	55.0	0.000	-0.0002997
4	1	20.0	0.0	1.605	0.0001204

Longitudinal bars:

N. Bar	Assigned numbers to each bar
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s	Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-15.0	5.0	16.44	0.0000822
2	-15.0	50.0	-52.30	-0.0002615
3	15.0	50.0	-52.30	-0.0002615
4	15.0	5.0	16.44	0.0000822
5	-15.0	27.5	-17.93	-0.0000897
6	15.0	27.5	-17.93	-0.0000897
7	-5.0	50.0	-52.30	-0.0002615
8	5.0	50.0	-52.30	-0.0002615
9	-5.0	5.0	16.44	0.0000822
10	5.0	5.0	16.44	0.0000822

SLS - QUASI-PERMANENTCOMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-20.0	0.0	0.000	-0.0003105
2	1	-20.0	55.0	1.663	0.0001247
3	1	20.0	55.0	1.663	0.0001247
4	1	20.0	0.0	0.000	-0.0003105

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
--------	----	----	----	-----

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	204 di 238

1	-15.0	5.0	-54.19	-0.0002710
2	-15.0	50.0	17.03	0.0000852
3	15.0	50.0	17.03	0.0000852
4	15.0	5.0	-54.19	-0.0002710
5	-15.0	27.5	-18.58	-0.0000929
6	15.0	27.5	-18.58	-0.0000929
7	-5.0	50.0	17.03	0.0000852
8	5.0	50.0	17.03	0.0000852
9	-5.0	5.0	-54.19	-0.0002710
10	5.0	5.0	-54.19	-0.0002710

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.83	0.40	1100	0.00	0.00	1.50	---	12.6	2.6
2	Frequent	1 (Web)	0.83	0.40	1100	0.00	0.00	1.50	---	15.6	2.6
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.83	0.40	1100	0.00	0.00	1.50	---	12.6	2.6
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.83	0.40	1100	0.00	0.00	0.67	---	15.6	2.6

- Armatura superiore 4 Φ 20
- Armatura intermedio 2 Φ 14
- Armatura inferiore 4 Φ 20

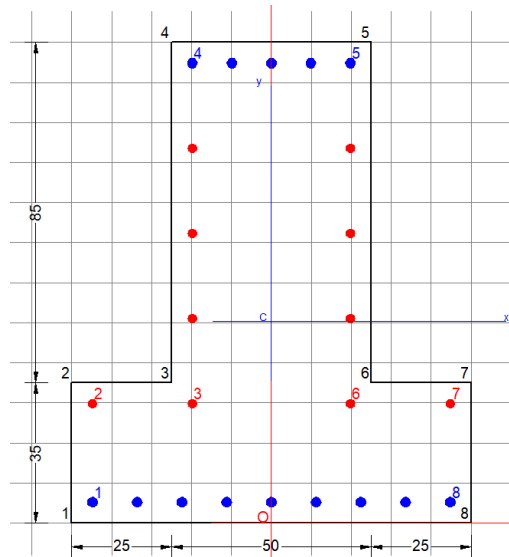
Incidenza armatura: 150 kg/m³

11.1.1.3 Travi – assi “A” e “D” (120x100)

- Verifiche agli SLU

Sollecitazioni SLU									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
248	1.00833	comb 130_SLV_ 100Y+30X+30Z	0.0	241.41	0.0	25.48	0.00	122.76	max V2
241	1.00833	comb 130_SLV_ 100Y+30X+30Z	0.0	-128.97	0.0	-41.86	0.00	-445.57	max M3

Verifica RC-SEC:



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Fondazione trave assi A e D_rev1.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19003-R SSE Pescara - Chieti\03 Work\SEE Manoppello\Model\Calcs_rev1\RC-SEC Checks\Fondazione trave assi A e D_rev1.secEC)

Section description:	
Section type:	Foundation beam in seismic zone
Reference code:	NTC 2018
Exposure Class:	XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia Cross section of a foundation beam

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	206 di 238

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C25/30
	Design compressive strength fcd:	14.2 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	7.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	31475.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.6 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	15.0 kN/cm?
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	150.0 daN/cm?
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.400 mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	11.25 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal	
Concrete Class:	C25/30	
Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	35.0
3	-25.0	35.0
4	-25.0	120.0
5	25.0	120.0
6	25.0	35.0
7	50.0	35.0
8	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam[mm]
1	-44.8	5.2	25
2	-44.8	29.8	22
3	-19.8	29.8	22
4	-19.8	114.8	25
5	19.8	114.8	25
6	19.8	29.8	22
7	44.8	29.8	22
8	44.8	5.2	25

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	207 di 238

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation
∅	Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	∅
1	1	8	7	25
2	4	5	3	25
3	3	4	3	22
4	6	5	3	22

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter:	10 mm
Spacing of stirrups:	20.0 cm
Stirrups:	One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d	Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d	Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d	Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d	Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	0.00	122.76	0.00	241.41	0.00
2	0.00	445.57	0.00	-128.97	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.9 cm
Min distance between longitudinal bars:	7.4 cm
Min edge cover of stirrups:	2.9 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	122.76	0.00	0.00	2533.96	0.00	20.642	74.6(0.0)
2	OK	0.00	445.57	0.00	0.00	2533.96	0.00	5.687	74.6(0.0)

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	208 di 238

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at $ec/2$ of depth (if $ec^* > 0$ then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00214	-25.0	120.0	0.00293	-19.8	114.8	-0.00908	-44.8	5.2
2	0.00350	-0.00214	-25.0	120.0	0.00293	-19.8	114.8	-0.00908	-44.8	5.2

BENDING COMBINATION N. 1 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.00	0.00	0.00	-0.0096488
2	1	-50.00	35.00	0.00	-0.0058137
3	1	-25.00	35.00	0.00	-0.0058137
4	1	-25.00	120.00	14.17	0.0035000
5	1	25.00	120.00	14.17	0.0035000
6	1	25.00	35.00	0.00	-0.0058137
7	1	50.00	35.00	0.00	-0.0058137
8	1	50.00	0.00	0.00	-0.0096488

Longitudinal Bars:

Bar N.	Order numbers assigned to the bars
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s	Strain in each bar

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.80	5.20	-391.30	-0.0090790
2	-44.80	29.80	-391.30	-0.0063835
3	-19.80	29.80	-391.30	-0.0063835
4	-19.80	114.80	391.30	0.0029302
5	19.80	114.80	391.30	0.0029302
6	19.80	29.80	-391.30	-0.0063835
7	44.80	29.80	-391.30	-0.0063835
8	44.80	5.20	-391.30	-0.0090790
9	-33.60	5.20	-391.30	-0.0090790
10	-22.40	5.20	-391.30	-0.0090790
11	-11.20	5.20	-391.30	-0.0090790
12	0.00	5.20	-391.30	-0.0090790
13	11.20	5.20	-391.30	-0.0090790
14	22.40	5.20	-391.30	-0.0090790
15	33.60	5.20	-391.30	-0.0090790
16	-9.90	114.80	391.30	0.0029302

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	209 di 238

17	0.00	114.80	391.30	0.0029302
18	9.90	114.80	391.30	0.0029302
19	-19.80	51.05	-391.30	-0.0040551
20	-19.80	72.30	-345.33	-0.0017266
21	-19.80	93.55	120.36	0.0006018
22	19.80	51.05	-391.30	-0.0040551
23	19.80	72.30	-345.33	-0.0017266
24	19.80	93.55	120.36	0.0006018

BENDING COMBINATION N. 2 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.00	0.00	0.00	-0.0096488
2	1	-50.00	35.00	0.00	-0.0058137
3	1	-25.00	35.00	0.00	-0.0058137
4	1	-25.00	120.00	14.17	0.0035000
5	1	25.00	120.00	14.17	0.0035000
6	1	25.00	35.00	0.00	-0.0058137
7	1	50.00	35.00	0.00	-0.0058137
8	1	50.00	0.00	0.00	-0.0096488

Longitudinal Bars:

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.80	5.20	-391.30	-0.0090790
2	-44.80	29.80	-391.30	-0.0063835
3	-19.80	29.80	-391.30	-0.0063835
4	-19.80	114.80	391.30	0.0029302
5	19.80	114.80	391.30	0.0029302
6	19.80	29.80	-391.30	-0.0063835
7	44.80	29.80	-391.30	-0.0063835
8	44.80	5.20	-391.30	-0.0090790
9	-33.60	5.20	-391.30	-0.0090790
10	-22.40	5.20	-391.30	-0.0090790
11	-11.20	5.20	-391.30	-0.0090790
12	0.00	5.20	-391.30	-0.0090790
13	11.20	5.20	-391.30	-0.0090790
14	22.40	5.20	-391.30	-0.0090790
15	33.60	5.20	-391.30	-0.0090790
16	-9.90	114.80	391.30	0.0029302
17	0.00	114.80	391.30	0.0029302
18	9.90	114.80	391.30	0.0029302
19	-19.80	51.05	-391.30	-0.0040551
20	-19.80	72.30	-345.33	-0.0017266
21	-19.80	93.55	120.36	0.0006018
22	19.80	51.05	-391.30	-0.0040551
23	19.80	72.30	-345.33	-0.0017266
24	19.80	93.55	120.36	0.0006018

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000109573	-0.009648784	0.278	0.788
2	0.000000000	0.000109573	-0.009648784	0.278	0.788

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	10	mm	> Min diameter for code = 0.0 mm
Stirrups spacing(pitch):	20.0	cm	< Max spacing for code = 33.0 cm
Area stirrup/m:	7.9	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 2.4cm ² /m
Area stirrups/m:	7.9	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 4.4cm ² /m

Check	Result of check
Ved	Design Shear [kN] = sum of Vx and Vy projected onto the normal to the neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value
Cot(Th)	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m]

Comb.N.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Cot(Th)	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	241.41	1245.98	783.87	102.0 114.8	50.0	2.50	4.4	2.4	7.9
2	OK	128.97	1245.98	783.87	102.0 114.8	50.0	2.50	4.4	1.3	7.9

- **Verifiche agli SLE**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

m) Verifiche di fessurazione:

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

n) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Sollecitazioni SLE rara

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
250	1.00833	comb 110 SLS rare	0.00	25.39	0.00	-8.16	0.00	-136.14	min M3
1	1.00833	comb 114 SLS rare	0.00	-30.78	0.00	5.80	0.00	5.92	max M3

Sollecitazioni SLE frequente

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
251	0	comb 124 SLS Freq	0.00	-35.31	0.00	-9.56	0.00	-124.78	min M3
1	1.00833	comb 125 SLS Freq	0.00	-28.57	0.00	6.17	0.00	-10.48	max M3

Sollecitazioni SLE quasi permanente

Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
251	0	comb 126 SLS Quasi Perm	0.00	-34.07	0.00	-9.18	0.00	-115.16	min M3
1	1.00833	comb 126 SLS Quasi Perm	0.00	-29.37	0.00	6.37	0.00	-16.15	max M3

Verifica RC-SEC:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-136.14	0.00
2	0.00	5.92	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-124.78 (-516.72)	0.00 (0.00)
2	0.00	-10.48 (-516.72)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-115.16 (-516.72)	0.00 (0.00)
2	0.00	-16.15 (-516.72)	0.00 (0.00)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.78 (15.0)	50.0	0.0	-39.1 (360.0)	9.9	114.8	1120	24.5	0.022
2	1	OK	0.04 (15.0)	-25.0	120.0	-1.1 (360.0)	-11.2	5.2	1300	44.2	0.034

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
e1 Result of check
Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	213 di 238

e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -)assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
∅	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∅	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00021	0	0.500	25.0	0.00012 (0.00012)	328	0.038	-479.12	0.00
2	OK	-0.00001	0	0.500	25.0	0.00000 (0.00000)	259	0.001	669.99	0.00

SLS - CHARACTERISTIC COMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.780	0.0000585
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000190
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000190
4	1	-25.0	120.0	0.000	-0.0002070
5	1	25.0	120.0	0.000	-0.0002070
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000190
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000190
8	1	50.0	0.0	0.780	0.0000585

Longitudinal bars:

N. Bar	Assigned numbers to each bar
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s	Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	9.40	0.0000470
2	-44.8	29.8	-1.49	-0.0000075
3	-19.8	29.8	-1.49	-0.0000075
4	-19.8	114.8	-39.11	-0.0001955
5	19.8	114.8	-39.11	-0.0001955
6	19.8	29.8	-1.49	-0.0000075
7	44.8	29.8	-1.49	-0.0000075
8	44.8	5.2	9.40	0.0000470
9	-33.6	5.2	9.40	0.0000470
10	-22.4	5.2	9.40	0.0000470
11	-11.2	5.2	9.40	0.0000470
12	0.0	5.2	9.40	0.0000470
13	11.2	5.2	9.40	0.0000470
14	22.4	5.2	9.40	0.0000470
15	33.6	5.2	9.40	0.0000470
16	-9.9	114.8	-39.11	-0.0001955

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	214 di 238

17	0.0	114.8	-39.11	-0.0001955
18	9.9	114.8	-39.11	-0.0001955
19	-19.8	51.1	-10.90	-0.0000545
20	-19.8	72.3	-20.30	-0.0001015
21	-19.8	93.6	-29.70	-0.0001485
22	19.8	51.1	-10.90	-0.0000545
23	19.8	72.3	-20.30	-0.0001015
24	19.8	93.6	-29.70	-0.0001485

SLS - CHARACTERISTIC COMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.000	-0.0000058
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000032
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000032
4	1	-25.0	120.0	0.043	0.0000032
5	1	25.0	120.0	0.043	0.0000032
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000032
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000032
8	1	50.0	0.0	0.000	-0.0000058

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	-1.08	-0.0000054
2	-44.8	29.8	-0.71	-0.0000036
3	-19.8	29.8	-0.71	-0.0000036
4	-19.8	114.8	0.57	0.0000028
5	19.8	114.8	0.57	0.0000028
6	19.8	29.8	-0.71	-0.0000036
7	44.8	29.8	-0.71	-0.0000036
8	44.8	5.2	-1.08	-0.0000054
9	-33.6	5.2	-1.08	-0.0000054
10	-22.4	5.2	-1.08	-0.0000054
11	-11.2	5.2	-1.08	-0.0000054
12	0.0	5.2	-1.08	-0.0000054
13	11.2	5.2	-1.08	-0.0000054
14	22.4	5.2	-1.08	-0.0000054
15	33.6	5.2	-1.08	-0.0000054
16	-9.9	114.8	0.57	0.0000028
17	0.0	114.8	0.57	0.0000028
18	9.9	114.8	0.57	0.0000028
19	-19.8	51.1	-0.39	-0.0000020
20	-19.8	72.3	-0.07	-0.0000004
21	-19.8	93.6	0.25	0.0000012
22	19.8	51.1	-0.39	-0.0000020
23	19.8	72.3	-0.07	-0.0000004
24	19.8	93.6	0.25	0.0000012

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.71 (15.0)	50.0	0.0	-35.8 (360.0)	9.9	114.8	1120	24.5	0.022
2	1	OK	0.06 (15.0)	-20.0	55.0	-3.0 (360.0)	9.9	114.8	1120	24.5	0.022

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	215 di 238

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	lll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00019	0	0.500	25.0	0.00011 (0.00011)	328	0.035 (0.40)	-479.12	0.00
2	OK	-0.00002	0	0.500	25.0	0.00001 (0.00001)	328	0.003 (0.40)	-479.12	0.00

SLS - FREQUENT COMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.715	0.0000536
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000174
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000174
4	1	-25.0	120.0	0.000	-0.0001898
5	1	25.0	120.0	0.000	-0.0001898
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000174
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000174
8	1	50.0	0.0	0.715	0.0000536

Longitudinal bars:

N. Bar	Assigned numbers to each bar
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s	Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	8.61	0.0000431
2	-44.8	29.8	-1.37	-0.0000068
3	-19.8	29.8	-1.37	-0.0000068
4	-19.8	114.8	-35.84	-0.0001792
5	19.8	114.8	-35.84	-0.0001792
6	19.8	29.8	-1.37	-0.0000068
7	44.8	29.8	-1.37	-0.0000068
8	44.8	5.2	8.61	0.0000431
9	-33.6	5.2	8.61	0.0000431
10	-22.4	5.2	8.61	0.0000431
11	-11.2	5.2	8.61	0.0000431
12	0.0	5.2	8.61	0.0000431
13	11.2	5.2	8.61	0.0000431
14	22.4	5.2	8.61	0.0000431
15	33.6	5.2	8.61	0.0000431
16	-9.9	114.8	-35.84	-0.0001792
17	0.0	114.8	-35.84	-0.0001792
18	9.9	114.8	-35.84	-0.0001792
19	-19.8	51.1	-9.99	-0.0000499
20	-19.8	72.3	-18.61	-0.0000930
21	-19.8	93.6	-27.22	-0.0001361
22	19.8	51.1	-9.99	-0.0000499
23	19.8	72.3	-18.61	-0.0000930
24	19.8	93.6	-27.22	-0.0001361

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	216 di 238

SLS - FREQUENT COMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.060	0.0000045
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000015
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000015
4	1	-25.0	120.0	0.000	-0.0000159
5	1	25.0	120.0	0.000	-0.0000159
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000015
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000015
8	1	50.0	0.0	0.060	0.0000045

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	0.72	0.0000036
2	-44.8	29.8	-0.11	-0.0000006
3	-19.8	29.8	-0.11	-0.0000006
4	-19.8	114.8	-3.01	-0.0000151
5	19.8	114.8	-3.01	-0.0000151
6	19.8	29.8	-0.11	-0.0000006
7	44.8	29.8	-0.11	-0.0000006
8	44.8	5.2	0.72	0.0000036
9	-33.6	5.2	0.72	0.0000036
10	-22.4	5.2	0.72	0.0000036
11	-11.2	5.2	0.72	0.0000036
12	0.0	5.2	0.72	0.0000036
13	11.2	5.2	0.72	0.0000036
14	22.4	5.2	0.72	0.0000036
15	33.6	5.2	0.72	0.0000036
16	-9.9	114.8	-3.01	-0.0000151
17	0.0	114.8	-3.01	-0.0000151
18	9.9	114.8	-3.01	-0.0000151
19	-19.8	51.1	-0.84	-0.0000042
20	-19.8	72.3	-1.56	-0.0000078
21	-19.8	93.6	-2.29	-0.0000114
22	19.8	51.1	-0.84	-0.0000042
23	19.8	72.3	-1.56	-0.0000078
24	19.8	93.6	-2.29	-0.0000114

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.66 (11.3)	50.0	0.0	-33.1 (360.0)	9.9	114.8	1120	24.5	0.022
2	1	OK	0.09 (11.3)	-20.0	55.0	-4.6 (360.0)	9.9	114.8	1120	24.5	0.022

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	∏	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00018	0	0.500	25.0	0.00010 (0.00010)	328	0.033 (0.30)	-479.12	0.00
2	OK	-0.00002	0	0.500	25.0	0.00001 (0.00001)	328	0.005 (0.30)	-479.12	0.00

SLS - QUASI-PERMANENTCOMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	217 di 238

Sc Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.660	0.0000495
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000160
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000160
4	1	-25.0	120.0	0.000	-0.0001751
5	1	25.0	120.0	0.000	-0.0001751
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000160
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000160
8	1	50.0	0.0	0.660	0.0000495

Longitudinal bars:

N. Bar Assigned numbers to each bar
Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	7.95	0.0000397
2	-44.8	29.8	-1.26	-0.0000063
3	-19.8	29.8	-1.26	-0.0000063
4	-19.8	114.8	-33.08	-0.0001654
5	19.8	114.8	-33.08	-0.0001654
6	19.8	29.8	-1.26	-0.0000063
7	44.8	29.8	-1.26	-0.0000063
8	44.8	5.2	7.95	0.0000397
9	-33.6	5.2	7.95	0.0000397
10	-22.4	5.2	7.95	0.0000397
11	-11.2	5.2	7.95	0.0000397
12	0.0	5.2	7.95	0.0000397
13	11.2	5.2	7.95	0.0000397
14	22.4	5.2	7.95	0.0000397
15	33.6	5.2	7.95	0.0000397
16	-9.9	114.8	-33.08	-0.0001654
17	0.0	114.8	-33.08	-0.0001654
18	9.9	114.8	-33.08	-0.0001654
19	-19.8	51.1	-9.22	-0.0000461
20	-19.8	72.3	-17.17	-0.0000859
21	-19.8	93.6	-25.13	-0.0001256
22	19.8	51.1	-9.22	-0.0000461
23	19.8	72.3	-17.17	-0.0000859
24	19.8	93.6	-25.13	-0.0001256

SLS - QUASI-PERMANENTCOMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.092	0.0000069
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000022
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000022
4	1	-25.0	120.0	0.000	-0.0000246
5	1	25.0	120.0	0.000	-0.0000246
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000022
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000022
8	1	50.0	0.0	0.092	0.0000069

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	218 di 238

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	1.11	0.0000056
2	-44.8	29.8	-0.18	-0.0000009
3	-19.8	29.8	-0.18	-0.0000009
4	-19.8	114.8	-4.64	-0.0000232
5	19.8	114.8	-4.64	-0.0000232
6	19.8	29.8	-0.18	-0.0000009
7	44.8	29.8	-0.18	-0.0000009
8	44.8	5.2	1.11	0.0000056
9	-33.6	5.2	1.11	0.0000056
10	-22.4	5.2	1.11	0.0000056
11	-11.2	5.2	1.11	0.0000056
12	0.0	5.2	1.11	0.0000056
13	11.2	5.2	1.11	0.0000056
14	22.4	5.2	1.11	0.0000056
15	33.6	5.2	1.11	0.0000056
16	-9.9	114.8	-4.64	-0.0000232
17	0.0	114.8	-4.64	-0.0000232
18	9.9	114.8	-4.64	-0.0000232
19	-19.8	51.1	-1.29	-0.0000065
20	-19.8	72.3	-2.41	-0.0000120
21	-19.8	93.6	-3.52	-0.0000176
22	19.8	51.1	-1.29	-0.0000065
23	19.8	72.3	-2.41	-0.0000120
24	19.8	93.6	-3.52	-0.0000176

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	3500	-2.73	-0.04	0.56	---	47.4	6.5
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	3500	-0.23	0.00	0.56	---	47.4	6.5
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	3500	-2.52	-0.03	0.56	---	47.4	6.5
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	3500	-0.35	0.00	0.56	---	47.4	6.5

- Armatura superiore 5 Φ 25
- Armatura intermedio 10 Φ 22
- Armatura inferiore 9 Φ 25

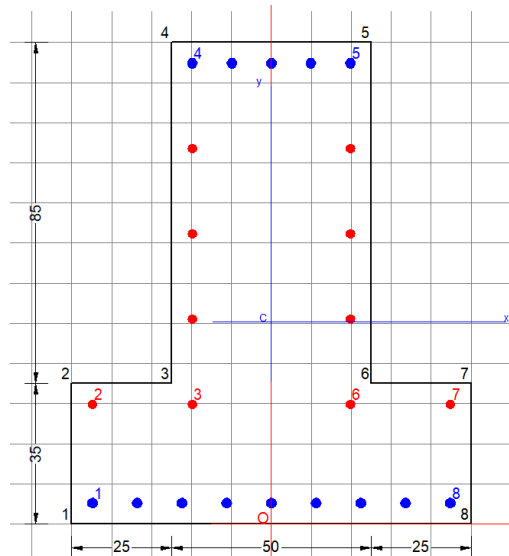
Incidenza armatura: 155 kg/m³

11.1.1.4 Travi – assi “1”, “2” e “3” (120x100)

- Verifiche agli SLU

Sollecitazioni SLU									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
226	1.14333	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	0.0	-221.221	0.0	-0.56	0.0	-382.31	min M3
220	0	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	0.0	232.50	0.0	1.32	0.0	410.15	max M3
220	0.785	comb 129_SLV_100X+30Y+30Z	0.0	247.69	0.0	1.32	0.0	228.118	max V2

Verifica RC-SEC:



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Fondazione trave assi 1_2 e 3_rev1.secEC

(File path: S:\Projects\EngiNET\02_Curr_P\19003-R SSE Pescara - Chieti\03 Work\SEE Manoppello\ModellCalcs_rev1\RC-SEC Checks\Fondazione trave assi 1_2 e 3_rev1.secEC)

Section description:

Section type:

Reference code:

Exposure Class:

Stress path:

Reference of assigned forces:

Foundation beam in seismic zone

NTC 2018

XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)

Constant axial force to achieve bending ULS

Principal axes y,y of inertia

Cross section of a foundation beam

MATERIALS DATA

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	220 di 238

CONCRETE -	Class:	C25/30	
	Design compressive strength fcd:	14.2	MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	7.1	MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.3346	Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020	
	Ultimate strain ecu:	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	31475.8	MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.6	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	15.0	kN/cm?
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	150.0	daN/cm?
	Crack width limit in SLS Frequent comb.:	0.400	mm
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	11.25	Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300	mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C25/30

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	35.0
3	-25.0	35.0
4	-25.0	120.0
5	25.0	120.0
6	25.0	35.0
7	50.0	35.0
8	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam \varnothing [mm]
1	-44.8	5.2	25
2	-44.8	29.8	22
3	-19.8	29.8	22
4	-19.8	114.8	25
5	19.8	114.8	25
6	19.8	29.8	22
7	44.8	29.8	22
8	44.8	5.2	25

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	221 di 238

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 \varnothing Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	\varnothing
1	1	8	7	25
2	4	5	3	25
3	3	4	3	22
4	6	5	3	22

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 10 mm
 Spacing of stirrups: 20.0 cm
 Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
 My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
 Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
 Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	0.00	-382.31	0.00	-221.22	0.00
2	0.00	410.15	0.00	232.50	0.00
3	0.00	228.12	0.00	247.69	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 3.9 cm
 Min distance between longitudinal bars: 7.4 cm
 Min edge cover of stirrups: 2.9 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
 N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
 My Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
 N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
 Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
 My ult Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inertia
 S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
 As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	-382.31	0.00	0.00	-1811.77	0.00	4.739	62.6(0.0)
2	OK	0.00	410.15	0.00	0.00	2533.96	0.00	6.178	74.6(0.0)

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	222 di 238

3 OK 0.00 228.12 0.00 0.00 2533.96 0.00 11.108 74.6(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01573	-50.0	0.0	0.00156	-44.8	5.2	-0.03943	-19.8	114.8
2	0.00350	-0.00214	-25.0	120.0	0.00293	-19.8	114.8	-0.00908	-44.8	5.2
3	0.00350	-0.00214	-25.0	120.0	0.00293	-19.8	114.8	-0.00908	-44.8	5.2

BENDING COMBINATION N. 1 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.00	0.00	14.17	0.0035000
2	1	-50.00	35.00	0.00	-0.0095885
3	1	-25.00	35.00	0.00	-0.0095885
4	1	-25.00	120.00	0.00	-0.0413747
5	1	25.00	120.00	0.00	-0.0413747
6	1	25.00	35.00	0.00	-0.0095885
7	1	50.00	35.00	0.00	-0.0095885
8	1	50.00	0.00	14.17	0.0035000

Longitudinal Bars:

Bar N.	Order numbers assigned to the bars
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s	Strain in each bar

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.80	5.20	311.09	0.0015554
2	-44.80	29.80	-391.30	-0.0076439
3	-19.80	29.80	-391.30	-0.0076439
4	-19.80	114.80	-391.30	-0.0394302
5	19.80	114.80	-391.30	-0.0394302
6	19.80	29.80	-391.30	-0.0076439
7	44.80	29.80	-391.30	-0.0076439
8	44.80	5.20	311.09	0.0015554
9	-33.60	5.20	311.09	0.0015554
10	-22.40	5.20	311.09	0.0015554
11	-11.20	5.20	311.09	0.0015554
12	0.00	5.20	311.09	0.0015554
13	11.20	5.20	311.09	0.0015554
14	22.40	5.20	311.09	0.0015554

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	223 di 238

15	33.60	5.20	311.09	0.0015554
16	-9.90	114.80	-391.30	-0.0394302
17	0.00	114.80	-391.30	-0.0394302
18	9.90	114.80	-391.30	-0.0394302
19	-19.80	51.05	-391.30	-0.0155905
20	-19.80	72.30	-391.30	-0.0235370
21	-19.80	93.55	-391.30	-0.0314836
22	19.80	51.05	-391.30	-0.0155905
23	19.80	72.30	-391.30	-0.0235370
24	19.80	93.55	-391.30	-0.0314836

BENDING COMBINATION N. 2 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.00	0.00	0.00	-0.0096488
2	1	-50.00	35.00	0.00	-0.0058137
3	1	-25.00	35.00	0.00	-0.0058137
4	1	-25.00	120.00	14.17	0.0035000
5	1	25.00	120.00	14.17	0.0035000
6	1	25.00	35.00	0.00	-0.0058137
7	1	50.00	35.00	0.00	-0.0058137
8	1	50.00	0.00	0.00	-0.0096488

Longitudinal Bars:

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.80	5.20	-391.30	-0.0090790
2	-44.80	29.80	-391.30	-0.0063835
3	-19.80	29.80	-391.30	-0.0063835
4	-19.80	114.80	391.30	0.0029302
5	19.80	114.80	391.30	0.0029302
6	19.80	29.80	-391.30	-0.0063835
7	44.80	29.80	-391.30	-0.0063835
8	44.80	5.20	-391.30	-0.0090790
9	-33.60	5.20	-391.30	-0.0090790
10	-22.40	5.20	-391.30	-0.0090790
11	-11.20	5.20	-391.30	-0.0090790
12	0.00	5.20	-391.30	-0.0090790
13	11.20	5.20	-391.30	-0.0090790
14	22.40	5.20	-391.30	-0.0090790
15	33.60	5.20	-391.30	-0.0090790
16	-9.90	114.80	391.30	0.0029302
17	0.00	114.80	391.30	0.0029302
18	9.90	114.80	391.30	0.0029302
19	-19.80	51.05	-391.30	-0.0040551
20	-19.80	72.30	-345.33	-0.0017266
21	-19.80	93.55	120.36	0.0006018
22	19.80	51.05	-391.30	-0.0040551
23	19.80	72.30	-345.33	-0.0017266
24	19.80	93.55	120.36	0.0006018

BENDING COMBINATION N. 3 : ULTIMATE STRESS AND STRAIN

Concrete vertices:

Vert.N.	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.00	0.00	0.00	-0.0096488
2	1	-50.00	35.00	0.00	-0.0058137
3	1	-25.00	35.00	0.00	-0.0058137
4	1	-25.00	120.00	14.17	0.0035000
5	1	25.00	120.00	14.17	0.0035000

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	224 di 238

6	1	25.00	35.00	0.00	-0.0058137
7	1	50.00	35.00	0.00	-0.0058137
8	1	50.00	0.00	0.00	-0.0096488

Longitudinal Bars:

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.80	5.20	-391.30	-0.0090790
2	-44.80	29.80	-391.30	-0.0063835
3	-19.80	29.80	-391.30	-0.0063835
4	-19.80	114.80	391.30	0.0029302
5	19.80	114.80	391.30	0.0029302
6	19.80	29.80	-391.30	-0.0063835
7	44.80	29.80	-391.30	-0.0063835
8	44.80	5.20	-391.30	-0.0090790
9	-33.60	5.20	-391.30	-0.0090790
10	-22.40	5.20	-391.30	-0.0090790
11	-11.20	5.20	-391.30	-0.0090790
12	0.00	5.20	-391.30	-0.0090790
13	11.20	5.20	-391.30	-0.0090790
14	22.40	5.20	-391.30	-0.0090790
15	33.60	5.20	-391.30	-0.0090790
16	-9.90	114.80	391.30	0.0029302
17	0.00	114.80	391.30	0.0029302
18	9.90	114.80	391.30	0.0029302
19	-19.80	51.05	-391.30	-0.0040551
20	-19.80	72.30	-345.33	-0.0017266
21	-19.80	93.55	120.36	0.0006018
22	19.80	51.05	-391.30	-0.0040551
23	19.80	72.30	-345.33	-0.0017266
24	19.80	93.55	120.36	0.0006018

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
 x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
 D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000373956	0.003500000	0.082	0.700
2	0.000000000	0.000109573	-0.009648784	0.278	0.788
3	0.000000000	0.000109573	-0.009648784	0.278	0.788

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter: 10 mm > Min diameter for code = 0.0 mm
 Stirrups spacing(pitch): 20.0 cm < Max spacing for code = 33.0 cm
 Area stirrup/m: 7.9 cm²/m > Stirrup area strictly necessary for shear = 2.5cm²/m
 Area stirrups/m: 7.9 cm²/m > Min. Area stirrup bars (9.5N) = 6.4cm²/m

Check Result of check
 Ved Design Shear [kN] = sum of Vx and Vy projected onto the normal to the neutral axis
 Vrd,max Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
 Vrd,s Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
 Zm Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis:
 are not included strips without an extreme compressed.
 The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
 Dm Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
 bw Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis =
 = ratio of area of resistant strips to Zmed value

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	225 di 238

Cot(Th)	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m]

Comb.N.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Cot(Th)	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	221.22	1674.52	729.16	94.9 100.1	72.2	2.50	6.4	2.4	7.9
2	OK	232.50	1245.98	783.87	102.0 114.8	50.0	2.50	4.4	2.3	7.9
3	OK	247.69	1245.98	783.87	102.0 114.8	50.0	2.50	4.4	2.5	7.9

• **Verifiche agli SLE**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

o) **Verifiche di fessurazione:**

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4$ mm;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3$ mm.

p) **Verifiche delle tensioni di esercizio:**

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle

quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

Sollecitazioni SLE rara									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
225	1.14333	comb 102 SLS rare	0.0	-41.27	0.0	0.37	0.0	-130.11	min M3
220	0	comb 109 SLS rare	0.0	81.45	0.0	0.38	0.0	59.66	max M3

Sollecitazioni SLE frequente									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
225	0	comb 122 SLS Freq	0.0	-40.81	0.0	0.38	0.0	-118.91	min M3
209	0	comb 121 SLS Freq	0.0	-68.63	0.0	-0.23	0.0	36.44	max M3

Sollecitazioni SLE quasi permanente									
Elemento	Distanza	Combinazione	P	V2	V3	T	M2	M3	Sollecitazioni principali
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
225	0	comb 126 SLS Quasi Perm	0.0	-40.70	0.0	0.38	0.0	-116.11	min M3
209	1	comb 126 SLS Quasi Perm	0.0	-67.89	0.0	-0.23	0.0	34.18	max M3

Verifica RC-SEC:

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-130.11	0.00
2	0.00	59.66	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	227 di 238

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-118.91 (-479.12)	0.00 (0.00)
2	0.00	36.44 (669.99)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx Bending force [kNm] around x principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.
My Bending force [kNm] around y principal axis of inertia. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	Mx	My
1	0.00	-116.11 (-479.12)	0.00 (0.00)
2	0.00	34.18 (669.99)	0.00 (0.00)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Not considered in any case
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.75 (15.0)	50.0	0.0	-37.4 (360.0)	0.0	114.8	1120	24.5	0.022
2	1	OK	0.44 (15.0)	-25.0	120.0	-10.9 (360.0)	-33.6	5.2	1300	44.2	0.034

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Section is assumed always cracked even if flexural tensile stress does not exceeds fctm
Check Result of check
e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2 = 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
ll Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max Max final crack [mm] spacing
wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00020	0	0.500	25.0	0.00011 (0.00011)	328	0.037	-479.12	0.00
2	OK	-0.00006	0	0.500	25.0	0.00003 (0.00003)	259	0.008	669.99	0.00

SLS - CHARACTERISTIC COMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex Assigned numbers to concrete vertices

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	228 di 238

Reg. Number of concrete region to which it relates the vertices
 Xc, Yc X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
 Sc Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
 e c Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.745	0.0000559
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000181
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000181
4	1	-25.0	120.0	0.000	-0.0001979
5	1	25.0	120.0	0.000	-0.0001979
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000181
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000181
8	1	50.0	0.0	0.745	0.0000559

Longitudinal bars:

N. Bar Assigned numbers to each bar
 Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
 Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
 e s Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	8.98	0.0000449
2	-44.8	29.8	-1.43	-0.0000071
3	-19.8	29.8	-1.43	-0.0000071
4	-19.8	114.8	-37.37	-0.0001869
5	19.8	114.8	-37.37	-0.0001869
6	19.8	29.8	-1.43	-0.0000071
7	44.8	29.8	-1.43	-0.0000071
8	44.8	5.2	8.98	0.0000449
9	-33.6	5.2	8.98	0.0000449
10	-22.4	5.2	8.98	0.0000449
11	-11.2	5.2	8.98	0.0000449
12	0.0	5.2	8.98	0.0000449
13	11.2	5.2	8.98	0.0000449
14	22.4	5.2	8.98	0.0000449
15	33.6	5.2	8.98	0.0000449
16	-9.9	114.8	-37.37	-0.0001869
17	0.0	114.8	-37.37	-0.0001869
18	9.9	114.8	-37.37	-0.0001869
19	-19.8	51.1	-10.41	-0.0000521
20	-19.8	72.3	-19.40	-0.0000970
21	-19.8	93.6	-28.39	-0.0001419
22	19.8	51.1	-10.41	-0.0000521
23	19.8	72.3	-19.40	-0.0000970
24	19.8	93.6	-28.39	-0.0001419

SLS - CHARACTERISTIC COMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.000	-0.0000586
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000320
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000320
4	1	-25.0	120.0	0.435	0.0000326
5	1	25.0	120.0	0.435	0.0000326
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000320
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000320

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	229 di 238

8 1 50.0 0.0 0.000 -0.0000586

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	-10.92	-0.0000546
2	-44.8	29.8	-7.18	-0.0000359
3	-19.8	29.8	-7.18	-0.0000359
4	-19.8	114.8	5.74	0.0000287
5	19.8	114.8	5.74	0.0000287
6	19.8	29.8	-7.18	-0.0000359
7	44.8	29.8	-7.18	-0.0000359
8	44.8	5.2	-10.92	-0.0000546
9	-33.6	5.2	-10.92	-0.0000546
10	-22.4	5.2	-10.92	-0.0000546
11	-11.2	5.2	-10.92	-0.0000546
12	0.0	5.2	-10.92	-0.0000546
13	11.2	5.2	-10.92	-0.0000546
14	22.4	5.2	-10.92	-0.0000546
15	33.6	5.2	-10.92	-0.0000546
16	-9.9	114.8	5.74	0.0000287
17	0.0	114.8	5.74	0.0000287
18	9.9	114.8	5.74	0.0000287
19	-19.8	51.1	-3.95	-0.0000198
20	-19.8	72.3	-0.72	-0.0000036
21	-19.8	93.6	2.51	0.0000125
22	19.8	51.1	-3.95	-0.0000198
23	19.8	72.3	-0.72	-0.0000036
24	19.8	93.6	2.51	0.0000125

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.68 (15.0)	50.0	0.0	-34.2 (360.0)	9.9	114.8	1120	24.5	0.022
2	1	OK	0.27 (15.0)	-25.0	120.0	-6.7 (360.0)	22.4	5.2	1300	44.2	0.034

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	ll	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00018	0	0.500	25.0	0.00010 (0.00010)	328	0.034 (0.40)	-479.12	0.00
2	OK	-0.00004	0	0.500	25.0	0.00002 (0.00002)	171	0.003 (0.40)	669.99	0.00

SLS - FREQUENT COMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.681	0.0000511
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000166
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000166
4	1	-25.0	120.0	0.000	-0.0001808
5	1	25.0	120.0	0.000	-0.0001808
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000166

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	230 di 238

7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000166
8	1	50.0	0.0	0.681	0.0000511

Longitudinal bars:

N. Bar	Assigned numbers to each bar
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s	Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	8.21	0.0000410
2	-44.8	29.8	-1.30	-0.0000065
3	-19.8	29.8	-1.30	-0.0000065
4	-19.8	114.8	-34.16	-0.0001708
5	19.8	114.8	-34.16	-0.0001708
6	19.8	29.8	-1.30	-0.0000065
7	44.8	29.8	-1.30	-0.0000065
8	44.8	5.2	8.21	0.0000410
9	-33.6	5.2	8.21	0.0000410
10	-22.4	5.2	8.21	0.0000410
11	-11.2	5.2	8.21	0.0000410
12	0.0	5.2	8.21	0.0000410
13	11.2	5.2	8.21	0.0000410
14	22.4	5.2	8.21	0.0000410
15	33.6	5.2	8.21	0.0000410
16	-9.9	114.8	-34.16	-0.0001708
17	0.0	114.8	-34.16	-0.0001708
18	9.9	114.8	-34.16	-0.0001708
19	-19.8	51.1	-9.52	-0.0000476
20	-19.8	72.3	-17.73	-0.0000887
21	-19.8	93.6	-25.94	-0.0001297
22	19.8	51.1	-9.52	-0.0000476
23	19.8	72.3	-17.73	-0.0000887
24	19.8	93.6	-25.94	-0.0001297

SLS - FREQUENT COMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.000	-0.0000358
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000195
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000195
4	1	-25.0	120.0	0.266	0.0000199
5	1	25.0	120.0	0.266	0.0000199
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000195
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000195
8	1	50.0	0.0	0.000	-0.0000358

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	-6.67	-0.0000334
2	-44.8	29.8	-4.39	-0.0000219
3	-19.8	29.8	-4.39	-0.0000219
4	-19.8	114.8	3.51	0.0000175
5	19.8	114.8	3.51	0.0000175
6	19.8	29.8	-4.39	-0.0000219
7	44.8	29.8	-4.39	-0.0000219
8	44.8	5.2	-6.67	-0.0000334
9	-33.6	5.2	-6.67	-0.0000334

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	231 di 238

10	-22.4	5.2	-6.67	-0.0000334
11	-11.2	5.2	-6.67	-0.0000334
12	0.0	5.2	-6.67	-0.0000334
13	11.2	5.2	-6.67	-0.0000334
14	22.4	5.2	-6.67	-0.0000334
15	33.6	5.2	-6.67	-0.0000334
16	-9.9	114.8	3.51	0.0000175
17	0.0	114.8	3.51	0.0000175
18	9.9	114.8	3.51	0.0000175
19	-19.8	51.1	-2.41	-0.0000121
20	-19.8	72.3	-0.44	-0.0000022
21	-19.8	93.6	1.53	0.0000077
22	19.8	51.1	-2.41	-0.0000121
23	19.8	72.3	-0.44	-0.0000022
24	19.8	93.6	1.53	0.0000077

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.67 (11.3)	50.0	0.0	-33.4 (360.0)	-9.9	114.8	1120	24.5	0.022
2	1	OK	0.25 (11.3)	-25.0	120.0	-6.3 (360.0)	-33.6	5.2	1300	44.2	0.034

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	W	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00018	0	0.500	25.0	0.00010 (0.00010)	328	0.033 (0.30)	-479.12	0.00
2	OK	-0.00003	0	0.500	25.0	0.00002 (0.00002)	259	0.005 (0.30)	669.99	0.00

SLS - QUASI-PERMANENTCOMBINATION N. 1 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

N.Vertex	Assigned numbers to concrete vertices
Reg.	Number of concrete region to which it relates the vertices
Xc, Yc	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O
Sc	Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)
e c	Strain in each vertex

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.665	0.0000499
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000162
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000162
4	1	-25.0	120.0	0.000	-0.0001766
5	1	25.0	120.0	0.000	-0.0001766
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000162
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000162
8	1	50.0	0.0	0.665	0.0000499

Longitudinal bars:

N. Bar	Assigned numbers to each bar
Xs, Ys	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of each bar in the reference X,Y,O
Ss	Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)
e s	Strain in each bar

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	8.01	0.0000401
2	-44.8	29.8	-1.27	-0.0000064
3	-19.8	29.8	-1.27	-0.0000064
4	-19.8	114.8	-33.35	-0.0001668

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	232 di 238

5	19.8	114.8	-33.35	-0.0001668
6	19.8	29.8	-1.27	-0.0000064
7	44.8	29.8	-1.27	-0.0000064
8	44.8	5.2	8.01	0.0000401
9	-33.6	5.2	8.01	0.0000401
10	-22.4	5.2	8.01	0.0000401
11	-11.2	5.2	8.01	0.0000401
12	0.0	5.2	8.01	0.0000401
13	11.2	5.2	8.01	0.0000401
14	22.4	5.2	8.01	0.0000401
15	33.6	5.2	8.01	0.0000401
16	-9.9	114.8	-33.35	-0.0001668
17	0.0	114.8	-33.35	-0.0001668
18	9.9	114.8	-33.35	-0.0001668
19	-19.8	51.1	-9.29	-0.0000465
20	-19.8	72.3	-17.31	-0.0000866
21	-19.8	93.6	-25.33	-0.0001267
22	19.8	51.1	-9.29	-0.0000465
23	19.8	72.3	-17.31	-0.0000866
24	19.8	93.6	-25.33	-0.0001267

SLS - QUASI-PERMANENTCOMBINATION N. 2 : RELEVANT STRESS AND STRAIN

Concrete region:

N.Vertex	Reg.	Xc	Yc	Sc	e c
1	1	-50.0	0.0	0.000	-0.0000336
2	1	-50.0	35.0	0.000	-0.0000183
3	1	-25.0	35.0	0.000	-0.0000183
4	1	-25.0	120.0	0.249	0.0000187
5	1	25.0	120.0	0.249	0.0000187
6	1	25.0	35.0	0.000	-0.0000183
7	1	50.0	35.0	0.000	-0.0000183
8	1	50.0	0.0	0.000	-0.0000336

Longitudinal bars:

N. Bar	Xs	Ys	Ss	e s
1	-44.8	5.2	-6.26	-0.0000313
2	-44.8	29.8	-4.12	-0.0000206
3	-19.8	29.8	-4.12	-0.0000206
4	-19.8	114.8	3.29	0.0000164
5	19.8	114.8	3.29	0.0000164
6	19.8	29.8	-4.12	-0.0000206
7	44.8	29.8	-4.12	-0.0000206
8	44.8	5.2	-6.26	-0.0000313
9	-33.6	5.2	-6.26	-0.0000313
10	-22.4	5.2	-6.26	-0.0000313
11	-11.2	5.2	-6.26	-0.0000313
12	0.0	5.2	-6.26	-0.0000313
13	11.2	5.2	-6.26	-0.0000313
14	22.4	5.2	-6.26	-0.0000313
15	33.6	5.2	-6.26	-0.0000313
16	-9.9	114.8	3.29	0.0000164
17	0.0	114.8	3.29	0.0000164
18	9.9	114.8	3.29	0.0000164
19	-19.8	51.1	-2.26	-0.0000113
20	-19.8	72.3	-0.41	-0.0000021
21	-19.8	93.6	1.44	0.0000072
22	19.8	51.1	-2.26	-0.0000113

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	233 di 238

23	19.8	72.3	-0.41	-0.0000021
24	19.8	93.6	1.44	0.0000072

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresse [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Act = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm ²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm ²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	3500	-2.61	-0.03	0.56	---	47.4	6.5
2	Frequent	1 (Web)	0.65	0.40	4250	0.80	0.01	1.50	---	59.4	7.9
1	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	3500	-2.54	-0.03	0.56	---	47.4	6.5
2	Quasi-perm.	1 (Web)	0.65	0.40	4250	0.75	0.01	1.50	---	59.4	7.9

- Armatura superiore 5 Φ 25
- Armatura intermedio 10 Φ 22
- Armatura inferiore 9 Φ 25

Incidenza armatura: 155 kg/m³

11.2 Verifica di capacità portante travi di fondazione

Si riportano qui di seguito si riportano le reazioni delle molle alla Winkler ottenute dal modello di calcolo, nelle combinazioni SLV e SLU (per le verifiche a breve termine) e SLE q.perm. per le verifiche a lungo termine.

Tabele		
Nodo	Combinazione	F3 (kN)
333	COMB.2 - SLU	122.40
333	COMB.129 SLV X	105.61
333	COMB.126-SLE (q.perm.)	84.35

Trattandosi di terreno incoerente la verifica di capacità portante sarà condotta solo in termini di tensioni efficaci.

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	234 di 238

**Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot q_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_b = Eccentricità in direzione B ($e_b = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_b = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza filizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_b$)

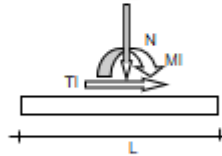
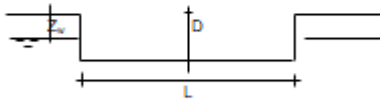
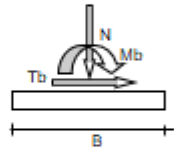
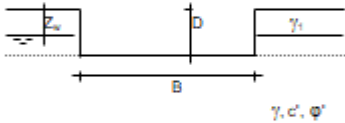
L^* = Lunghezza filizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

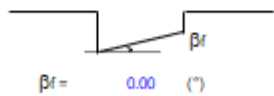
Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊗	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 1.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 1.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	122.40	0.00	122.40
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	235 di 238

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c^* = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi^* = 28.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20.00 \quad (\text{m})$$

$$e_b = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_c = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 14.72$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 25.80$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 18.72$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

i_b, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$i_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctan(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$i_q = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi'))^m$$

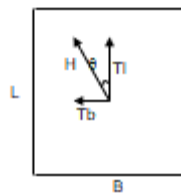
($m=2$ nel caso di fondazione rastriiforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_c \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_\gamma = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi'))^{(m+1)}$$



**SSE MANOPPELLO – Relazione di calcolo delle
strutture del fabbricato**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D 18	CL	FA2400001	A	236 di 238

$$i_y = 1.00$$

d₁, d₂, d₃ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_1 = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_1 = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_1 = 1.28$$

$$d_2 = d_1 - (1 - d_1) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_2 = 1.28$$

$$d_3 = 1$$

$$d_3 = 1.00$$

b₁, b₂, b₃ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_1 = (1 - \beta \tan \varphi')^2 \quad \beta_1 + \beta_2 = 0.00 \quad \beta_1 + \beta_2 < 45^\circ$$

$$b_1 = 1.00$$

$$b_2 = b_1 - (1 - b_1) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_2 = 1.00$$

$$b_3 = b_1$$

$$b_3 = 1.00$$

g₁, g₂, g₃ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_1 = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_1 + \beta_2 = 0.00 \quad \beta_1 + \beta_2 < 45^\circ$$

$$g_1 = 1.00$$

$$g_2 = g_1 - (1 - g_1) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_2 = 1.00$$

$$g_3 = g_1$$

$$g_3 = 1.00$$

Carico limite unitario

$q_{lim} =$	613.08	(kN/m ²)	R3	2.30
			qrd	267 (kN/m ²)

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 122.40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

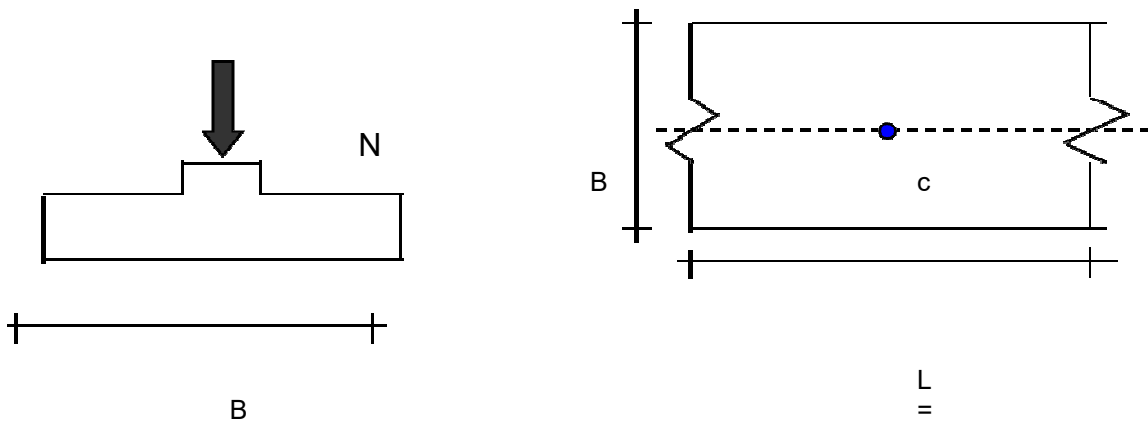
Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 5.01 \quad \text{OK}$$

11.3 Cedimenti

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_x = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_y = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{\text{tot}} = \Sigma\delta_t = \Sigma(((\Delta\sigma_z - v_i(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))\Delta z_i/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 1.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 122.40 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 122.40 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	L,A2	3.50	0.0	3.5	1.0	10000	0.25	1.60
2	G,S	13.00	3.5	16.5	2.0	50000	0.25	0.21
3	M	20.00	16.5	36.5	1.0	40000	0.30	0.15
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 1.97 \text{ (cm)}$$