



COMUNE DI MONZA
PROVINCIA DI MONZA E BRIANZA
Settore Mobilità, Viabilità, Reti

SOTTOPASSO CICLOPEDONALE VIA DE
MARCHI/EINSTEIN FERMATA MONZA EST

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE IN
C.A.

TAVOLA:
CL_001_00

DATA:
NOVEMBRE 2018

SCALA:
-

nome_file :

MB_SLDE_CL_001_D_00.DWG

R.T.P.



Il Responsabile
(Dott. Ing. V. Aiello)
ALBO PROVINCIALE INGEGNERI VERONA
iscrizione N° 1553

Geologo Dr. Nucci Enrico

Dott. Ing. Vito Aiello

Dott. Ing. Giulia Melchiori

II R.U.P.

Arch. Luciana Rigaglia

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	7
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.	CRITERI DI CALCOLO	9
3.1.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	9
3.2.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	10
3.2.1.	Combinazioni per la verifica allo SLU	10
3.2.2.	Combinazioni per la verifica allo SLE.....	11
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	12
4.1.	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	12
4.2.	CALCESTRUZZO.....	12
4.3.	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	13
4.4.	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	13
4.5.	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE.....	13
5.	PARAMETRI SISMICI	14
6.	PARAMETRI GEOTECNICI.....	15
7.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA - SCATOLARE.....	16
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE - SCATOLARE	17
8.1.	CODICE DI CALCOLO	17
8.2.	MODELLAZIONE ADOTTATA	17
9.	ANALISI DEI CARICHI – SCATOLARE	19
9.1.	PESO PROPRIO STRUTTURE (LOAD1)	19
9.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI (LOAD2 E LOAD3)	19
9.3.	SPINTA DEL TERRENO (LOAD4 E LOAD5)	19
9.4.	AZIONI TERMICHE E RITIRO (LOAD 6 ÷ 9).....	20
9.5.	CARICHI MOBILI VERTICALI SULLA SOLETTA SUPERIORE (LOAD 10 E LOAD 11)	21
9.6.	SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO (LOAD 12 - LOAD 13).....	23

9.7.	FRENATURA E AVVIAMENTO (LOAD 14 E LOAD 15)	23
9.8.	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE	24
9.9.	SERPEGGIO	24
9.10.	FORZA CENTRIFUGA	24
9.11.	AZIONE SISMICA (LOAD 16÷25)	24
10.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI - SCATOLARE	26
10.1.	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	26
10.2.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO	27
10.2.1.	<i>Inviluppo momento flettente SLU/SLV – STR</i>	27
10.2.2.	<i>Inviluppo taglio SLU/SLV – STR</i>	27
10.2.3.	<i>Inviluppo momento flettente SLE – Quasi Permanente</i>	28
10.2.4.	<i>Inviluppo momento flettente SLE – Frequente</i>	28
10.2.5.	<i>Inviluppo momento flettente SLE – Caratteristico</i>	29
11.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO – SCATOLARE	30
11.1.	SOLETTA INFERIORE	31
11.1.1.	<i>Soletta inferiore – sezione di incastro</i>	32
11.1.1.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	32
11.1.1.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	33
11.1.1.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i>	34
11.1.2.	<i>Soletta inferiore – sezione di mezzeria</i>	35
11.1.2.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	35
11.1.2.2.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i>	36
11.2.	PIEDRITTI	37
11.2.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	38
11.2.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	39
11.2.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i>	40
11.3.	SOLETTA SUPERIORE	41
11.3.1.	<i>Soletta superiore – sezione di incastro</i>	41
11.3.1.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	42

11.3.1.2.	Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....	43
11.3.1.3.	Verifiche allo stato limite di esercizio.....	44
11.3.2.	Soletta superiore – sezione di mezzeria.....	45
11.3.2.1.	Verifiche allo stato limite ultimo per flessione.....	45
11.3.2.2.	Verifiche allo stato limite di esercizio.....	46
12.	MODELLAZIONE STRUTTURALE – MURI A U.....	47
12.1.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NELLA SOLETTA DI FONDAZIONE.....	47
12.1.1.	Modello di Winkler.....	47
12.1.2.	Soluzione per carico verticale all'estremità.....	48
12.1.3.	Soluzione per momento flettente all'estremità.....	48
13.	ANALISI DEI CARICHI – MURI A U.....	49
13.1.1.	Peso proprio strutture (Load 1).....	49
13.1.2.	Spinta del terreno (Load 2 / Load 3).....	49
13.1.3.	Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (Load 4).....	50
13.1.4.	Azioni sismiche (Load 5,6,7,8).....	50
14.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI – MURI A U.....	52
14.1.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	52
15.	MURO A U TIPO 1.....	53
15.1.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	53
15.2.	PRESSIONI SUL PIEDRITTO DOVUTE AI CARICHI FONDAMENTALI.....	55
15.3.	RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO (IN ASSE SOLETTA).....	56
15.4.	RIASSUNTO SOLLECITAZIONI MASSIME PIEDRITTO.....	57
15.4.1.	Combinazioni SLU – SLV.....	57
15.4.2.	Combinazioni SLE.....	57
15.5.	RIASSUNTO MASSIME SOLLECITAZIONI SOLETTA.....	58
15.5.1.	Combinazioni SLU - SLV.....	58
15.5.2.	Combinazioni SLE.....	58
15.6.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLU-SLV.....	59

15.6.1. Piedritti	59
15.6.2. Soletta	60
15.7. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLE	61
15.7.1. Piedritti	61
15.7.2. Soletta	61
15.8. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO	62
15.8.1. Soletta	62
15.8.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione	63
15.8.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio	64
15.8.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio	65
15.8.2. Piedritto	66
15.8.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione	67
15.8.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio	68
15.8.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio	69
16. MURO A U TIPO 2	70
16.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	70
16.2. PRESSIONI SUL PIEDRITTO DOVUTE AI CARICHI FONDAMENTALI	71
16.3. RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO (IN ASSE SOLETTA)	72
16.4. RIASSUNTO SOLLECITAZIONI MASSIME PIEDRITTO	73
16.4.1. Combinazioni SLU – SLV	73
16.4.2. Combinazioni SLE	73
16.5. RIASSUNTO MASSIME SOLLECITAZIONI SOLETTA	74
16.5.1. Combinazioni SLU - SLV	74
16.5.2. Combinazioni SLE	74
16.6. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLU-SLV	75
16.6.1. Piedritti	75
16.6.2. Soletta	76
16.7. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLE	77
16.7.1. Piedritti	77

16.7.2. Soletta	77
16.8. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO.....	78
16.8.1. Soletta	78
16.8.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione	79
16.8.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....	80
16.8.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio	81
16.8.2. Piedritto	82
16.8.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione	83
16.8.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....	84
16.8.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio	85
17. PIASTRA SP. 25CM	86
17.1. ANALISI DEI CARICHI.....	86
17.1.1. Peso proprio strutture.....	86
17.1.2. Carichi permanenti portati	86
17.1.3. Sovraccarico accidentale.....	86
17.2. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	86
17.3. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E IN ESERCIZIO.....	87
17.3.1. Momento SLU – verifica allo SLU.....	87
17.4. TAGLIO SLU – VERIFICA ALLO SLU	88
17.5. MOMENTO QP – VERIFICA TENSIONI E FESSURAZIONE	89
17.6. MOMENTO FR – VERIFICA FESSURAZIONE.....	90
17.1. MOMENTO CAR – VERIFICA TENSIONI	91
18. PIASTRA SP. 60CM	92
18.1. ANALISI DEI CARICHI.....	92
18.1.1. Peso proprio strutture.....	92
18.1.2. Carichi permanenti portati	92
18.1.3. Sovraccarico accidentale.....	92
18.2. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	92
18.3. MOMENTO SLU – VERIFICA ALLO SLU.....	93



18.4.	TAGLIO SLU – VERIFICA ALLO SLU	94
18.5.	MOMENTO QP – VERIFICA TENSIONI E FESSURAZIONE	95
18.6.	MOMENTO FR – VERIFICA FESSURAZIONE.....	96
18.7.	MOMENTO CAR – VERIFICA TENSIONI	97

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al calcolo delle strutture in cemento armato facenti parte dell'opera per la "Costruzione del sottopasso ciclopedonale Via De Marchi – Einstein – fermata ferroviaria Monza Est – Parco" finalizzato ad esperire la gara tramite appalto integrato ai sensi dell'art. 59 c 1-bis del D.Lgs 50/2016 e s.m.i., così come risulta dalla Determina Dirigenziale n. 1514 del 28/6/2018.

L'intervento consentirà la realizzazione di un sottopasso pedonale da realizzare tra le Vie De Marchi – Confalonieri e le Vie Molino San Michele – Einstein per sottopassare il tracciato ferroviario che si sviluppa a nord-ovest della città, parallelamente all'asse urbano della Via Lecco, nelle immediate adiacenze del Parco di Monza e per potere quindi consentire il transito pedonale tra le due vie.

Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi ai seguenti manufatti:

- scatolare sotto linea ferroviaria di dimensioni interne pari a 5.00x3.05m, spessore di fondazione pari a 70cm, di piedritti e soletta superiore pari a 60cm, altezza di ricoprimento pari a 0.85m;
- muro ad U tipo 1: larghezza interna pari a 2.10m, altezza pari a 3.60m, spessore di fondazione pari a 50cm e spessore di piedritto pari a 40cm;
- muro ad U tipo 1: larghezza interna pari a 4.60m, altezza pari a 5.50m, spessore di fondazione pari a 70cm e spessore di piedritto pari a 40cm in testa e 60cm alla base.

L'analisi strutturale viene effettuata su un modello piano che descrive una striscia larga 1.00m, secondo i criteri di calcolo descritti nei paragrafi seguenti.

Tale analisi viene svolta, per la struttura scatolare con un programma agli elementi finiti schematizzando i vari setti con elementi "beam" mutuamente incastrati mentre per i muri ad U attraverso procedura analitica.

Nella presente relazione si riporta infine il calcolo delle solette di chiusura di spessore 25cm e 60cm, svolto con un programma agli elementi finiti schematizzando le piastre con elementi "shell" appoggiati ai muri sottostanti.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo ferroviario, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera, ubicata nel Comune di Monza (MB), ricade in zona sismica: verranno pertanto considerate anche le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.

3. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3.1. Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti della norma.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno, si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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;

S → coefficiente comprensivo di effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (St).

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La spinta si considera come un carico uniformemente distribuito su h_{tot} .

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

3.2. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

3.2.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

- combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
- combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.2.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza indicati in tabella 5.2.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi della tabella 5.2.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.2.3.2 della norma.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C., mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limiti ultimi (γ_R) si fa riferimento alla tabella 6.5.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

3.2.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

4.1. Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

4.2. Calcestruzzo

Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C30/37 ($R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.059 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.373 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 18.43 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 13.82 \text{ N/mm}^2$

Per la realizzazione della soletta inferiore dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 14.93 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 11.21 \text{ N/mm}^2$

4.3. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento totale al carico massimo $\rightarrow A_{gt} \geq 7.5\%$
- Rapporto f_t/f_y $\rightarrow 1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
- Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$ $\rightarrow \leq 1,25$
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0.80 * f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

4.4. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC3

4.5. Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

Considerate le condizioni ambientali dell'opera e le classi di resistenza del calcestruzzo, si adotta un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 50 \text{ mm}$.

5. PARAMETRI SISMICI

L'opera ricade nel Comune di Monza in provincia di Monza Brianza.

I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV (TR=1898 anni) sono i seguenti:

$$a_g = 0.081 \text{ g}$$

$$a_{gv} = 0.031 \text{ g};$$

$$F_0 = 2.696;$$

$$T^*_c = 0.307 \text{ s};$$

Per quanto riguarda il sottosuolo su cui insiste l'opera, si assume che ricada in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". Il coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.500$$

$$S_T = 1.0$$

L'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{\max} (\text{SLV}) = S a_g = 1.50 \times 1.00 \times 0.081 \text{ g} = 0.122 \text{ g}$$

In base al valore dell'accelerazione ed alla categoria sismica del sottosuolo, il valore del parametro β_m è pari a:

$$\beta_m = 1.00 \quad \text{per muri ad "U"}$$

$$\beta_m = 0.31 \quad \text{per muri a mensola.}$$

Per muri ad "U" si ottiene quindi:

$$k_h = 0.122$$

$$k_v = 0.061$$

6. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da rilevato, sono:

- $\Phi'_k = 35^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

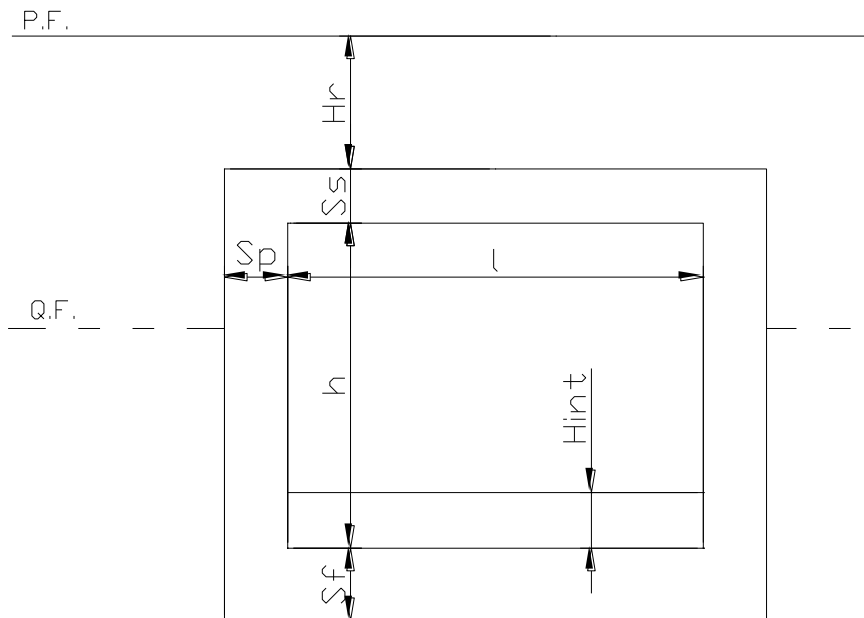
I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da reinterro, sono:

- $\Phi'_k = 30^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, si fa riferimento alle caratteristiche geotecniche riportate nello specifico documento.

7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA - SCATOLARE

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:



Dimensioni geometriche (sezione in retto):

- $l = 5.00 \text{ m}$
- $h = 3.05 \text{ m}$
- $S_s = 0.60 \text{ m}$
- $S_f = 0.70 \text{ m}$
- $S_p = 0.60 \text{ m}$
- $H_r = 0.85 \text{ m}$
- P.F. = quota Piano Ferro
- Q.F. = quota Falda

La falda risulta posizionata al di sotto del piano di fondazione dello scatolare e pertanto non influenza il dimensionamento dell'opera.

L'asse del sottopasso è posizionato in retto rispetto all'asse ferroviario.

8. MODELLAZIONE STRUTTURALE - SCATOLARE

8.1. Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando i vari setti con elementi "beam" mutuamente incastrati e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene pertanto risolta come struttura piana.

8.2. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di telaio chiuso.

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata nel seguente modo:

- K_s = costante di sottofondo [F/L³]
- b_t = interasse trasversale di competenza della generica molla
- b_l = interasse longitudinale di competenza della generica molla (= 1.00 m)
- $W_s = K_s / (b_t \times b_l)$ = caratteristica elastica della generica molla

La costante di sottofondo adottata per la modellazione, funzione del tipo di terreno presente in sito, è pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Per le caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

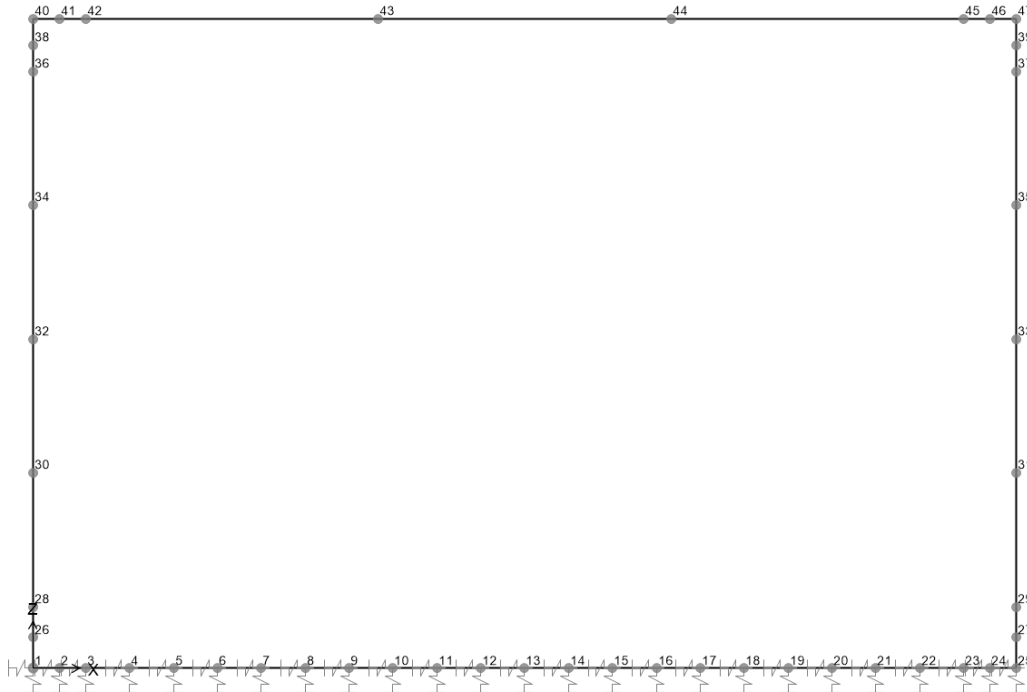
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_f$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti.

Per quanto riguarda la rigidezza delle aste del reticolo si è assunto:

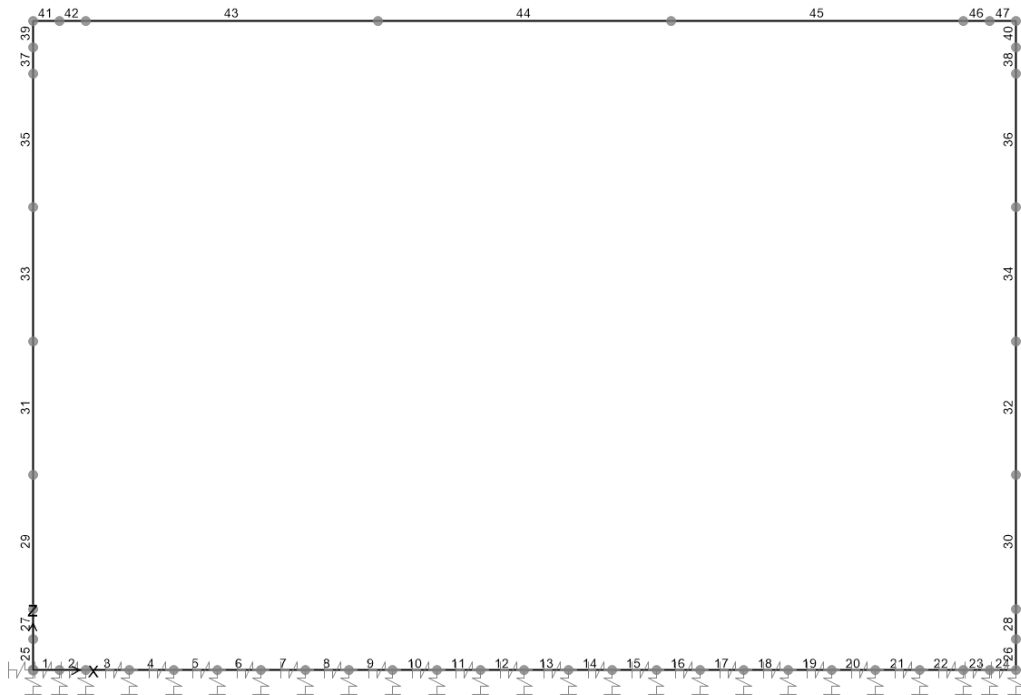
- $E_c = 33019 \text{ N/mm}^2$ (Per cls Rck 37);
- $E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$ (Per cls Rck 30).

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

Numerazione dei nodi:



Numerazione delle aste:



9. ANALISI DEI CARICHI – SCATOLARE

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- rilevato: $\gamma_{ril} = 20 \text{ kN/m}^3$
- sovrastruttura ferroviaria: $\gamma_{ric} = 24 \text{ kN/m}^3$
- massicciata + armamento: $\gamma_{ballast} = 18 \text{ kN/m}^3$

9.1. Peso proprio strutture (Load1)

- soletta superiore $S_s \times \gamma_{c.a.} = 0.60 \times 25.00 = \mathbf{15.00 \text{ kN/m}^2}$
- piedritti $S_p \times \gamma_{c.a.} = 0.60 \times 25.00 = \mathbf{15.00 \text{ kN/m}^2}$
- soletta inferiore $S_i \times \gamma_{c.a.} = 0.70 \times 25.00 = \mathbf{17.50 \text{ kN/m}^2}$

9.2. Carichi permanenti portati (Load2 e Load3)

Si considera che il ballast abbia uno spessore pari a 80 cm.

Load 2 (sovraccarico ad esclusione del ballast ed armamento):

$$\text{peso sovrastruttura ferroviaria} \quad H_{ric} \times \gamma_{ric} = 0.05 \times 24.00 = \mathbf{1.20 \text{ kN/m}^2}$$

Load 3 (sovraccarico dovuto a ballast e armamento):

$$\text{peso ballast + armamento} \quad H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \times 18.00 = \mathbf{14.40 \text{ kN/m}^2}$$

9.3. Spinta del terreno (Load4 e Load5)

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Secondo quanto riportato in precedenza per il reinterro si assumono i seguenti parametri:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$k_{0,k} = 0.4264 \quad k_{0,M1} = 0.4264 \quad k_{0,M2} = 0.5113$$

$$k_{a,k} = 0.2710 \quad k_{a,M1} = 0.2710 \quad k_{a,M2} = 0.3434$$

Si riporta di seguito il calcolo delle pressioni agenti sulla struttura, eseguito per la Combinazione 1 (A1+M1+R1) indicando con Load 4 le spinte a riposo sul piedritto sinistro e con Load 5 quelle sul piedritto destro.

- Pressione in asse soletta superiore:

$$P_1 (h_1 = 1.15\text{m}) = k_{0,M1} \times [H_{\text{ballast}} \times \gamma_{\text{ballast}} + (h_1 - H_{\text{ballast}}) \times \gamma_t] =$$

$$= 0.4264 \times [(0.80 \times 20 + (1.15 - 0.80) \times 20)] = \mathbf{9.13 \text{ kN/m}^2}$$

- Pressione in asse soletta inferiore:

$$P_2 (h_2 = 4.85\text{m}) = P_1 + k_{0,M1} \times (h_2 - h_1) \times \gamma_t =$$

$$= 9.13 + 0.4264 \times (4.85 - 1.15) \times 20 = \mathbf{40.68 \text{ kN/m}^2}$$

9.4. Azioni termiche e ritiro (Load 6 ÷ 9)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ \text{C}$ sulla soletta superiore (Load 6 e Load 7), ed un salto termico di 5°C (analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (Load 8 e Load 9).

Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di 1/3 per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a $\pm 5^\circ \text{C}$.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Ritiro

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola soletta superiore, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H = 120 \text{ cm}$, ed un calcestruzzo C30/37 classe N.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm}$$

Deformazione da ritiro:

$$\text{U.R.} = 75\%$$

$$\epsilon_{ca}(t = \infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 37 - 10) \times 10^{-6} = 0.052 \text{ } \text{‰}$$

$$\varepsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32 \text{ ‰} = 0.22 \text{ ‰} \text{ (per } h_0 > 500 \text{ mm, calcestruzzo C30/37 classe N, U.R.}=75\%)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 0.273 \text{ ‰}$$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\phi(t = \infty) = 2.5$.

Il ritiro viene considerato nel calcolo delle sollecitazioni come un'azione termica applicata alla soletta superiore di intensità pari a:

$$\alpha \times \Delta T \times E_c = -\varepsilon_r \times E_c / (1 + \phi)$$

$$\Delta T = -\varepsilon_r / [\alpha \times (1 + \phi)] = -0.273 \text{ ‰} / [10 \times 10^{-6} \times (1 + 2.5)] = -7.80 \cong -10 \text{ °C.}$$

L'azione termica viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni. Per semplicità di calcolo, essa si considera sommata all'azione termica uniforme negativa (**Load 7**), considerando quindi un'azione pari a:

$$\Delta T^{(-)} = -5 - 10 = -15 \text{ °C.}$$

9.5. Carichi mobili verticali sulla soletta superiore (Load 10 e Load 11)

Detta L_d la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando 2.60 m la larghezza della traversina:

$$L_d = 2.60 + 2 \times ((H_r - 0.40)/4 + S_s/2) = 2.60 + 2 \times ((0.85 - 0.40)/4 + 0.60/2) = 3.425 \text{ m} < 4.50 \text{ m (interasse binario)}$$

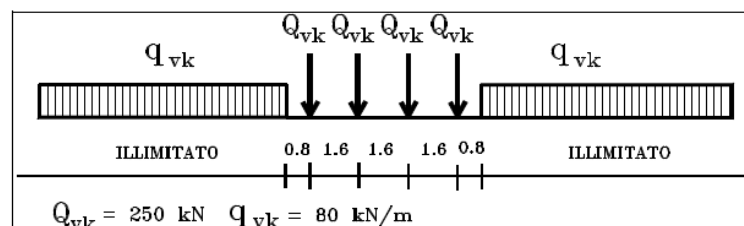
Incremento dinamico per linee con normale standard manutentivo

Poiché lo scatolare ha altezza libera $\leq 5.0\text{m}$ e luce libera $\leq 8.0\text{m}$, vale quanto segue:

$$\phi_3 = 1.35$$

Treno LM71 (Load 10)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.



Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_1 = 0.25 + 2 \times ((0.85 - 0.40)/4 + 0.60/2) = 1.075 \text{ m} < 1.60 \text{ m.}$$

Si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a $L_1 = 1.075 + 3 \times 1.60 = 5.875 \text{ m}$.

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente "α"
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello di carico

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 5.875 = 170.21 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_{d1} \times \phi_2 = 1.10 \times 170.21 / 3.425 \times 1.35 = \mathbf{73.80 \text{ kN/m}^2}$$

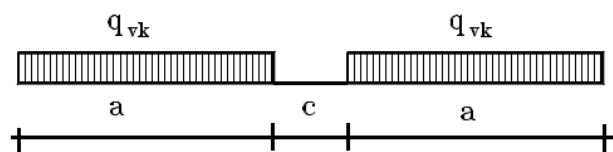
- in corrispondenza del carico $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_{d1} \times \phi_2 = 1.10 \times 80 / 3.425 \times 1.35 = \mathbf{34.69 \text{ kN/m}^2}.$$

Si considererà un'unica condizione di carico con il mezzo pesante uniformemente distribuito su tutta la luce di calcolo (Load 10).

Treno SW/2 (Load 11)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito



Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Caratteristiche Treno di Carico SW

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_2 = 150 / 3.425 \times 1.35 = \mathbf{59.12 \text{ kN/m}^2}$$

Si considera il treno di carico SW/2 applicato su tutta la soletta superiore (Load 11).

9.6. Spinta del sovraccarico sul rilevato (Load 12 - Load 13)

Si riporta di seguito il calcolo delle pressioni indotte sulla struttura dal sovraccarico su rilevato.

Per quanto riguarda il carico del treno LM71 si ottiene:

$$p_1 = \alpha \times q / L_d \times k_{0,M1} = 1.10 \times 170.21 / 3.425 \times 0.4264 = \mathbf{23.31 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene:

$$p_2 = q_{vk} / L_{d1} \times k_{0,M1} = 150 / 3.425 \times 0.4264 = \mathbf{18.68 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera la spinta congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

9.7. Frenatura e avviamento (Load 14 e Load 15)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

$$Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

Treno LM71 – avviamento (Load 14)

$$Q_{avv,LM71} = 33.0 / L_d = 33.0 / 3.425 = 9.64 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$Q_{avv,LM71} = 9.64 \times (6.20/5.60) = \mathbf{10.67 \text{ kN/m}^2}$$

Treno SW/2 – frenatura (Load 15)

$$Q_{fren,SW/2} = 35.0 / L_d = 35.0 / 3.425 = 10.22 \text{ kN/m}$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$Q_{fren,SW/2} = 10.22 \times (6.20/5.60) = \mathbf{11.31 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera l'azione congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata da sinistra verso destra per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

9.8. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

A favore di sicurezza si trascurano i carichi presenti sulla soletta di fondazione.

9.9. Serpeggio

Poiché l'asse del sottopasso è posto in retto rispetto all'asse ferroviario e poiché la sezione di calcolo è ortogonale all'asse del sottopasso, la forza longitudinale relativa al serpeggio risulta ortogonale al piano del telaio di calcolo: essa non dà perciò effetti nel modello e non viene quindi quantificata.

9.10. Forza centrifuga

L'asse ferroviario in corrispondenza del sottopasso non è in curva e quindi sulla struttura non agisce forza centrifuga.

9.11. Azione sismica (Load 16÷25)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_{gh};$$

$$F_v = P \times a_{gv};$$

P = peso proprio;

a_g = accelerazioni sismiche al suolo.

$a_{gh} = 0.122$ g, accelerazione orizzontale;

$a_{gv} = 0.031$ g, accelerazione verticale.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta (**Load 16**) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento h_{tot} :

$$\Delta p_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 0.122 \times 20.0 \times 5.20 = 12.69 \text{ kN/m}^2.$$

Per tenere in conto della metà dello spessore della soletta superiore che non è modellata che subisce la forza sismica, il carico applicato alla struttura risulta pari a:

$$\Delta p_{d,incr} = \Delta p_d \times (H_{interna} + S_s + S_i) / (H_{interna} + S_s/2 + S_i) = 12.69 \times 4.00 / 3.70 = \mathbf{13.72 \text{ kN/m}^2}$$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche orizzontali dovute all'inerzia degli elementi strutturali si considera sulla soletta superiore l'inerzia dovuta alla presenza del rilevato (**Load 17**):

$$\text{Piedritti: } \Delta p_{p,h} = \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gh} = 25 \times 0.60 \times 0.122 = \mathbf{1.83 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Soletta: } \Delta p_{s,h} = (\gamma_{c.a.} \times S_s + G_{sovracc}) \times a_{gh} = (25 \times 0.60 + 15.60) \times 0.122 = \mathbf{3.73 \text{ kN/m}^2}$$

Sulla soletta superiore sono presenti alternativamente i treno di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (Load 18 e Load 19).

Considerando inoltre che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.20$, l'effetto inerziale del treno di carico LM71 (**Load 18**) vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 73.80 \times 0.20 \times 0.122 = 1.80 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$\Delta p_{LM71,h} = 1.80 \times (6.20/5.60) = \mathbf{1.99 \text{ kN/m}^2}$$

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 (**Load 19**) vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 59.12 \times 0.20 \times 0.122 = 1.44 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 1.44 \times (6.20/5.60) = \mathbf{1.60 \text{ kN/m}^2}$$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche verticali dovute all'inerzia degli elementi strutturali si considera sulla soletta superiore anche l'inerzia dovuta alla presenza del rilevato. Le azioni verticali si considerano alternativamente agenti verso l'alto o verso il basso (**Load 20, Load 21**):

$$\text{Piedritti: } \Delta p_{p,v} = \pm \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gv} = \pm 25 \times 0.60 \times 0.031 = \pm \mathbf{0.47 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Soletta: } \Delta p_{s,v} = \pm (\gamma_{c.a.} \times S_s + G_{sovracc}) \times a_{gv} = \pm (25 \times 0.60 + 15.60) \times 0.031 = \pm \mathbf{0.95 \text{ kN/m}^2}$$

Sulla soletta superiore sono presenti alternativamente i treno di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (Load 22÷25). Le azioni verticali si considerano alternativamente agenti verso l'alto o verso il basso.

L'inerzia del treno LM71 si considera uniformemente distribuito sulla soletta superiore (**Load 22 e Load 23**):

$$\Delta p_{LM71,v} = \pm 73.80 \times 0.20 \times 0.031 = \pm \mathbf{0.46 \text{ kN/m}^2}$$

L'inerzia del treno SW/2 si considera uniformemente distribuito sulla soletta superiore (**Load 24 e Load 25**):

$$\Delta p_{SW/2,v} = \pm 59.12 \times 0.20 \times 0.031 = \pm \mathbf{0.37 \text{ kN/m}^2}$$

10. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI - SCATOLARE

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV (NTC).

	Azioni verticali	Frenatura e avviamento	
Gruppo 1	1	0.50	Rara e frequente
Gruppo 3	1(0,5)	1.00	Rara e frequente
Gruppo 4	0.80	0.80	Fessurazione

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione Ψ in Tab. 5.2.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI (NTC).

10.1. Condizioni e combinazioni di carico adottate

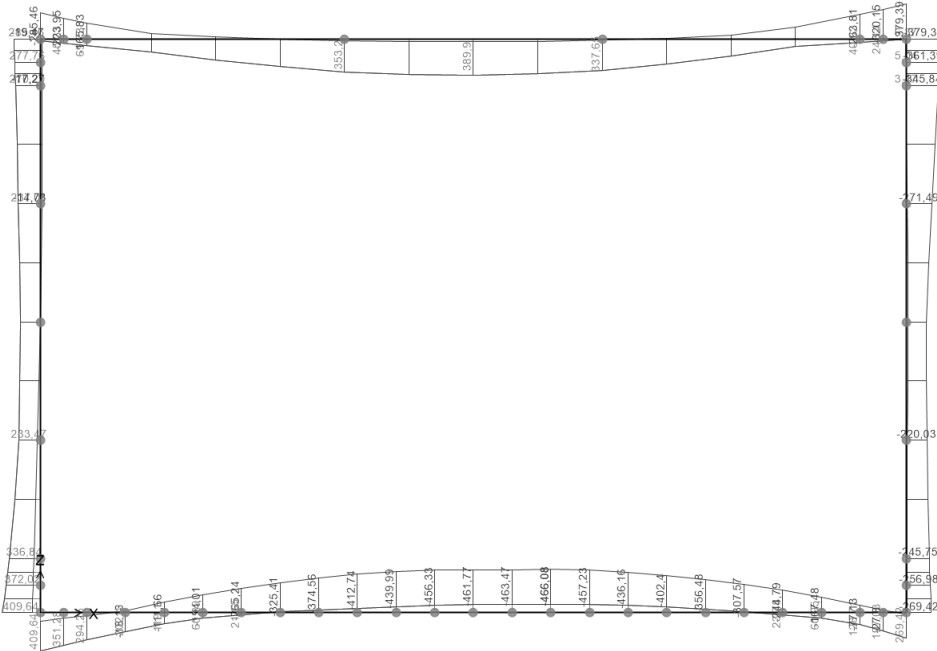
Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Load	Tipo	Carico
1	G _{gk}	Peso proprio della struttura
2	G _k	Peso rilevato
3	G _k	Peso ballast
4	G _k	Spinta terre da sinistra
5	G _k	Spinta terre da destra
6	Q _k	Carico termico positivo uniforme
7	Q _k	Carico termico negativo uniforme
8	Q _k	Carico termico variabile +/-
9	Q _k	Carico termico variabile -/+
10	Q _k	Carico LM71
11	Q _k	Carico SW/2
12	Q _k	Spinta LM71 su piedritto sx
13	Q _k	Spinta SW/2 su piedritto sx
14	Q _k	Avviamento LM71
15	Q _k	Frenatura SW/2
16	Q _k	Incremento dinamico terreno
17	Q _k	Azioni sismiche inerziali orizzontali da permanenti
18	Q _k	Azioni sismiche inerziali orizzontali da LM71
19	Q _k	Azioni sismiche inerziali orizzontali da SW/2
20	Q _k	Azioni sismiche inerziali verso alto da permanenti
21	Q _k	Azioni sismiche inerziali verso basso da permanenti
22	Q _k	Azioni sismiche inerziali verso alto da LM71
23	Q _k	Azioni sismiche inerziali verso basso da LM71
24	Q _k	Azioni sismiche inerziali verso alto da SW/2
25	Q _k	Azioni sismiche inerziali verso basso da SW/2

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

10.2. Diagrammi di involucro

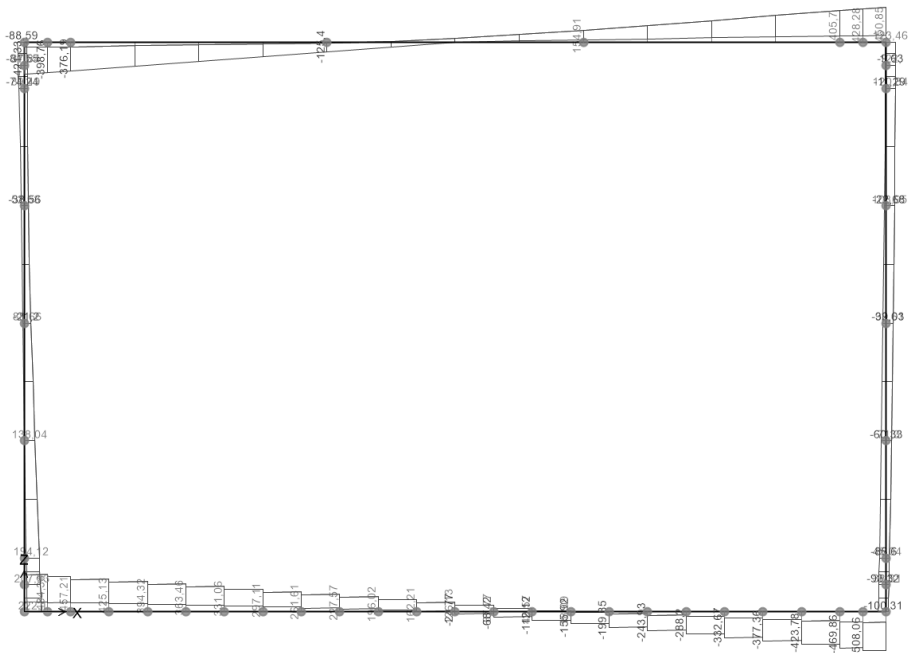
10.2.1. Involuppo momento flettente SLU/SLV – STR



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

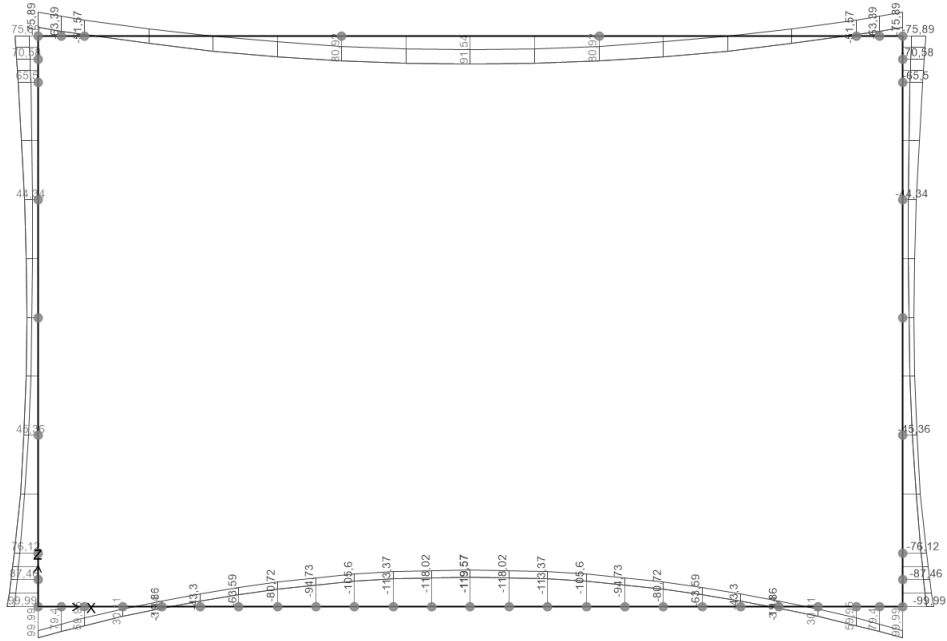
10.2.2. Involuppo taglio SLU/SLV – STR



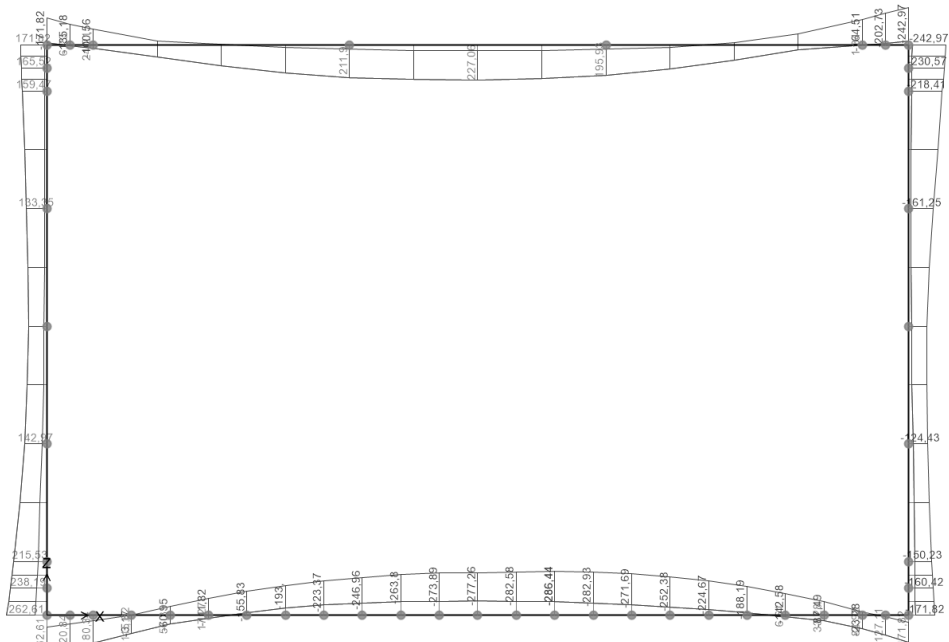
Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

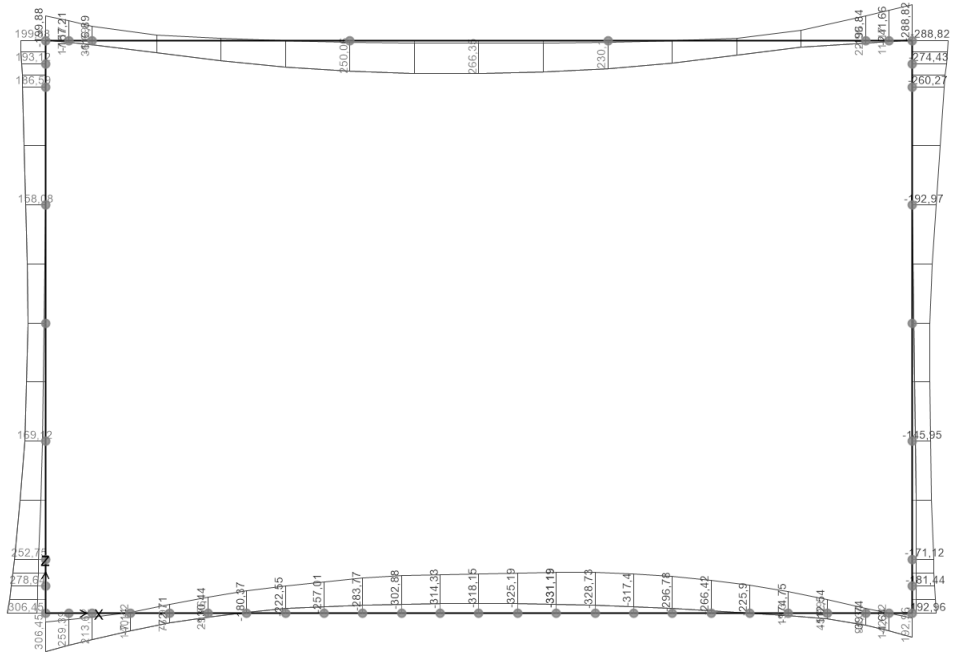
10.2.3. Involuppo momento flettente SLE – Quasi Permanente



10.2.4. Involuppo momento flettente SLE – Frequente



10.2.5. Involuppo momento flettente SLE – Caratteristico



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

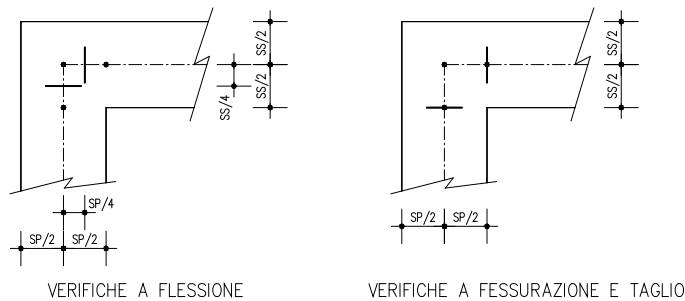
11. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO – SCATOLARE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in calcestruzzo inclinato di 45° e staffe verticali.

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta $M_{cr} < M_{Ed}$ la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alla normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili per condizioni ambientali ordinarie sono:

- combinazione di carico Frequente: $w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$
- combinazione di carico Quasi Permanente: $w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- combinazione Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$.

11.1. Soletta inferiore

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C25/30			
R_{ck}	30,00 N/mm ²			
f_{ck}	24,90 N/mm ²			
f_{cm}	32,90 N/mm ²			
f_{ctm}	2,56 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	1,79 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,33 N/mm ²			
f_{ctm}	3,07 N/mm ²			
E_{cm}	31447,16 N/mm ²			
ϵ_{c2}	0,200 %			
ϵ_{c3}	0,175 %			
ϵ_{c4}	0,070 %			
ϵ_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
ϵ_{su}	7,500 %			
Coefficiente di omogeneizzazione:				
n, breve termine	6,06 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,14			
n, lungo termine =	12,98 = E_s/E_{cm}			
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm}	lungo termine		
n, verifiche FR	13,0 = E_s/E_{cm}	medio termine		
n, verifiche CAR	6,1 = E_s/E_{cm}	breve termine		
n, verifiche SLD	6,1 = E_s/E_{cm}	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	700 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	ϕ mm	y _i mm	As mm ²
1	5	24	64	2261,9467
2	5	24	636	2261,9467
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	ϕ mm	y _i mm	As mm ²
superiore	5	12	46	565,48668
inferiore	5	12	654	565,48668



11.1.1. Soletta inferiore – sezione di incastro

11.1.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA								
<i>Coefficienti di sicurezza allo SLU</i>								
Calcestruzzo								
α_{cc}				0,85				
γ_c				1,50				
f_{cd}				16,60 N/mm ²				
$f_{ct,eff}$				2,13 N/mm ²	= $f_{ctm} / 1,2$			
Acciaio								
γ_s				1,15				
f_{yd}				391,30 N/mm ²				
ϵ_{yd}				0,196 %				
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE								
Combinazione	n. combinazione	nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]
SLU26	1	-	0,0	351,3	11647,22	-1770,22	534,06	-534,06
<i>Sezione:</i>								
				Fibre compresse $\sigma_{c,max}$ = 14,11 N/mm ² $\sigma_{s,min}$ = -391,30 N/mm ² $\epsilon_{c,max}$ = 0,35 % $\epsilon_{s,min}$ = -2,90 % d = 636,00 mm x = 68,46 mm x/d = 0,11		Superiori $\sigma_{c,max}$ = 14,11 N/mm ² $\sigma_{s,min}$ = -391,30 N/mm ² $\epsilon_{c,max}$ = 0,35 % $\epsilon_{s,min}$ = -2,90 %		
<i>Dominio M-N</i>								

11.1.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO				
Calcestruzzo				C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}			30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}			24,9 Mpa
ACCIAIO				
Tipologia				B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento				450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE				
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c			1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}			0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ_s			1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			1000 mm
Altezza	h			700 mm
Barre tese	numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm ²]
strato1	5	24	64	2262
strato2	0	0	0	0
strato3	0	0	0	0
strato4	0	0	0	0
strato5	0	0	0	0
Area barre tese	A_s			2262 mm ²
Posizione della barra equivalente	c^*			64 mm
SOLLECITAZIONI				
Load Case				SLU24
Frame				23
Azione assiale (+ di compressione)	N_{Ed}			0 kN
Taglio	V_{Ed}			469,86 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Altezza utile della sezione	d			636 mm
Coefficiente	k			1,56
Rapporto di armatura longitudinale	ρ_l			0,36%
Tensione assiale media	σ_{cp}			0,00 N/mm ²
	$0.2 \times f_{cd}$			2,82 N/mm ²
	V_{min}			0,34 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$			216,59 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}			246,44 kN
Verifica				1,91 <i>E' necessario prevedere armatura a taglio</i>
ARMATURA A TAGLIO				
Diametro staffe	ϕ			12 mm
Numero braccia	n			5
Passo staffe	s			200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	α			90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ			45 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ_{min}			23,33 °
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO				
Coefficiente di riduzione per fessurazione	v_1			0,5
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}			14,11 N/mm ²
Area armatura a taglio	A_{st}			565,49 mm ²
	σ_{cp}/f_{cd}			0
Coefficiente di interazione	α_{cw}			1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	V_{rds}			633,30 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	V_{rcd}			2019,14 kN
Resistenza al taglio	V_{rd}			633,30 kN
Verifica				0,74 <i>Verifica soddisfatta</i>

11.1.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)							
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	Ordinarie								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	Poco sensibile								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
Combinazione	α_c / f_{ck}	α_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]					
Quasi Permanente	0,45	0,80	11,21	360,00					
Caratteristica	0,60	0,80	14,94	360,00					
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	24,90	450,00					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	w_d	w_{lim}	MO - Mf		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Quasi permanente	QP 2	2	0,0	60,0	Msd<Mf	0,300	207,90	-	
Frequente	FR 25	2	0,0	180,3	Msd<Mf	0,400	203,35	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Quasi permanente	QP 2	1	0,0	79,4	-1,36	60,48	-12,26	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR 15	1	0,0	259,4	-6,93	192,54	-18,35	Sezione parzializzata	



11.1.2. Soletta inferiore – sezione di mezzeria

11.1.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA								
Coefficienti di sicurezza allo SLU								
Calcestruzzo								
α_{cc}			0,85					
γ_c			1,50					
f_{cd}			16,60 N/mm ²					
$f_{ct,eff}$			2,13 N/mm ²	= $f_{ctm} / 1,2$				
Acciaio								
γ_s			1,15					
f_{yd}			391,30 N/mm ²					
E_{yd}			0,196 %					
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE								
Combinazione	n. combinazione	nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]
SLU26	1	-	0,0	351,3	11647,22	-1770,22	534,06	-534,06
Sezione:								
				Fibre compresse $\sigma_{c,max}$ = 14,11 N/mm ² $\sigma_{s,min}$ = -391,30 N/mm ² $\epsilon_{c,max}$ = 0,35 % $\epsilon_{s,min}$ = -2,90 % d = 636,00 mm x = 68,46 mm x/d = 0,11		Superiori N/mm ² N/mm ² % % mm mm		
Dominio M-N								

11.1.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)							
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	Ordinarie								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	Poco sensibile								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
Combinazione	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]					
Quasi Permanente	0,45	0,80	11,21	360,00					
Caratteristica	0,60	0,80	14,94	360,00					
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	24,90	450,00					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	w_d	w_{lim}	M0 - Mf		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Quasi permanente	QP 2	2	0,0	60,0	Msd<Mf	0,300	207,90	-	
Frequente	FR 25	2	0,0	180,3	Msd<Mf	0,400	203,35	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Quasi permanente	QP 2	1	0,0	79,4	-1,36	60,48	-12,26	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR 15	1	0,0	259,4	-6,93	192,54	-18,35	Sezione parzializzata	



11.2. Piedritti

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C30/37			
R_{ck}	37,00 N/mm ²			
f_{ck}	30,71 N/mm ²			
f_{cm}	38,71 N/mm ²			
f_{ctm}	2,94 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	2,06 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,82 N/mm ²			
f_{ctm}	3,53 N/mm ²			
E_{cm}	33019,43 N/mm ²			
ϵ_{c2}	0,200 %			
ϵ_{c3}	0,175 %			
ϵ_{c4}	0,070 %			
ϵ_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportament	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
ϵ_{su}	7,500 %			
Coefficiente di omogenizzazione:				
n, breve termine	5,77 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,02			
n, lungo termine =	11,64 = E_s/E_{cm}			
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm}	lungo termine		
n, verifiche FR	11,6 = E_s/E_{cm}	medio termine		
n, verifiche CAR	5,8 = E_s/E_{cm}	breve termine		
n, verifiche SLD	5,8 = E_s/E_{cm}	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	600 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	ϕ mm	y _i mm	A _s mm ²
1	5	20	70	1570,7963
2	5	24	528	2261,9467
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	ϕ mm	y _i mm	A _s mm ²
superiore	5	12	54	565,48668
inferiore	5	12	546	565,48668



11.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA																																	
<u>Coefficienti di sicurezza allo SLU</u>																																	
Calcestruzzo																																	
α_{cc}		0,85																															
γ_c		1,50																															
f_{cd}		20,47 N/mm ²																															
$f_{ct,eff}$		2,45 N/mm ²	= $f_{ctm} / 1,2$																														
Acciaio																																	
γ_s		1,15																															
f_{yd}		391,30 N/mm ²																															
E_{yd}		0,196 %																															
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE																																	
Combinazione	n. combinazione	nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]																									
SLU26	25	-	389,5	372,0	11941,17	-1499,77	536,37	-412,93																									
<u>Sezione:</u>																																	
					<table style="width:100%;"> <tr> <td style="width:50%;"><i>Fibre compresse</i></td> <td style="width:20%;"></td> <td style="width:30%;"><i>Superiori</i></td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{c,max}$</td> <td>17,40</td> <td>N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{s,min}$</td> <td>-391,30</td> <td>N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{c,max}$</td> <td>0,35</td> <td>%</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{s,min}$</td> <td>-1,95</td> <td>%</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>528,00</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>80,39</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>x/d</td> <td>0,15</td> <td></td> </tr> </table>					<i>Fibre compresse</i>		<i>Superiori</i>	$\sigma_{c,max}$	17,40	N/mm ²	$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²	$\epsilon_{c,max}$	0,35	%	$\epsilon_{s,min}$	-1,95	%	d	528,00	mm	x	80,39	mm	x/d	0,15	
<i>Fibre compresse</i>		<i>Superiori</i>																															
$\sigma_{c,max}$	17,40	N/mm ²																															
$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²																															
$\epsilon_{c,max}$	0,35	%																															
$\epsilon_{s,min}$	-1,95	%																															
d	528,00	mm																															
x	80,39	mm																															
x/d	0,15																																
<u>Dominio M-N</u>																																	

11.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO				
Calcestruzzo				C30/37
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}			37,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}			30,71 Mpa
ACCIAIO				
Tipologia				B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento				450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE				
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c			1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}			0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ_s			1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			1000 mm
Altezza	h			600 mm
<i>Barre tese</i>	<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm²]</i>
strato1	5	20	70	1571
strato2	0	0	0	0
strato3	0	0	0	0
strato4	0	0	0	0
strato5	0	0	0	0
Area barre tese	A_s			1571 mm ²
Posizione della barra equivalente	c^*			70 mm
SOLLECITAZIONI				
Load Case				27
Frame				
Azione assiale (+ di compressione)	N_{Ed}			358,97 kN
Taglio	V_{Ed}			194,12 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Altezza utile della sezione	d			530 mm
Coefficiente	k			1,61
Rapporto di armatura longitudinale	ρ_l			0,30%
Tensione assiale media	σ_{cp}			0,60 N/mm ²
	$0.2 \times f_{cd}$			3,48 N/mm ²
	v_{min}			0,40 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$			258,41 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}			261,93 kN
Verifica				0,74 Verifica soddisfatta

11.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
$k_t =$	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
$k_1 =$	0,80	(0,8 = barre ad aderenza migliorata; 1,6 = barre lisce e trefoli)						
$k_3 =$	3,40	(valore raccomandato)						
$k_4 =$	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Ordinarie							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	α_c / f_{ck}	α_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,45	0,80	13,82	360,00				
Caratteristica	0,60	0,80	18,43	360,00				
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	30,71	450,00				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i> [kN]	<i>M</i> [kNm]	<i>w_d</i> [mm]	<i>w_{lim}</i> [mm]	<i>MO - Mf</i> [kNm]	
Quasi permanente	QP 2	27	135,9	76,1	Msd < Mf	0,300	188,31	-
Frequente	FR 25	27	277,2	215,5		0,194	0,400	197,13
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i> [kN]	<i>M</i> [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm ²]	
Quasi permanente	QP 2	25	138,5	87,5	-2,21	53,16	-21,75	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR 15	25	315,2	278,6	-10,41	181,68	-27,98	Sezione parzializzata



11.3. Soletta superiore

11.3.1. Soletta superiore – sezione di incastro

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C30/37			
R _{ck}	37,00 N/mm ²			
f _{ck}	30,71 N/mm ²			
f _{cm}	38,71 N/mm ²			
f _{ctm}	2,94 N/mm ²			
f _{ctk,0.05}	2,06 N/mm ²			
f _{ctk,0.95}	3,82 N/mm ²			
f _{ctm}	3,53 N/mm ²			
E _{cm}	33019,43 N/mm ²			
ε _{c2}	0,200 %			
ε _{c3}	0,175 %			
ε _{c4}	0,070 %			
ε _{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportamer	EL-PL			
k = (f _t /f _y) _k	1			
f _{yk}	450 N/mm ²			
f _{tk}	540 N/mm ²			
E _s	200000 N/mm ²			
ε _{su}	7,500 %			
Coefficiente di omogenizzazione:				
n, breve termine	5,77 = E _s /E _c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,02			
n, lungo termine =	11,64 = E _s /E _{cm}			
n, verifiche QP	15,0 = E _s /E _{cm}	lungo termine		
n, verifiche FR	11,6 = E _s /E _{cm}	medio termine		
n, verifiche CAR	5,8 = E _s /E _{cm}	breve termine		
n, verifiche SLD	5,8 = E _s /E _{cm}	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	600 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
1	5	24	64	2261,9467
2	5	24	536	2261,9467
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
superiore	5	12	46	565,48668
inferiore	5	12	554	565,48668



11.3.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA																															
<u>Coefficienti di sicurezza allo SLU</u>																															
Calcestruzzo																															
α_{cc}	0,85																														
γ_c	1,50																														
f_{cd}	20,47 N/mm ²																														
$f_{ct,eff}$	2,45 N/mm ²	= $f_{ctm} / 1,2$																													
Acciaio																															
γ_s	1,15																														
f_{yd}	391,30 N/mm ²																														
ϵ_{yd}	0,196 %																														
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE																															
Combinazione	n. combinazione	nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]																							
SLU77	46	-	0,0	-320,2	12211,62	-1770,22	451,41	-451,41																							
<u>Sezione:</u>																															
				<table style="width:100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Fibre compresse</i></td> <td style="width: 20%;"></td> <td style="width: 30%;"><i>Inferiori</i></td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{c,max}$</td> <td>17,40</td> <td>N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{s,min}$</td> <td>-391,30</td> <td>N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{c,max}$</td> <td>0,35</td> <td>%</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{s,min}$</td> <td>-2,60</td> <td>%</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>536,00</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>63,58</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>x/d</td> <td>0,12</td> <td></td> </tr> </table>				<i>Fibre compresse</i>		<i>Inferiori</i>	$\sigma_{c,max}$	17,40	N/mm ²	$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²	$\epsilon_{c,max}$	0,35	%	$\epsilon_{s,min}$	-2,60	%	d	536,00	mm	x	63,58	mm	x/d	0,12	
<i>Fibre compresse</i>		<i>Inferiori</i>																													
$\sigma_{c,max}$	17,40	N/mm ²																													
$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²																													
$\epsilon_{c,max}$	0,35	%																													
$\epsilon_{s,min}$	-2,60	%																													
d	536,00	mm																													
x	63,58	mm																													
x/d	0,12																														
<u>Dominio M-N</u>																															

11.3.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO				
Calcestruzzo				C30/37
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}			37,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}			30,71 Mpa
ACCIAIO				
Tipologia				B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento				450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE				
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c			1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}			0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ_s			1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			1000 mm
Altezza	h			600 mm
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]
strato1		5	24	64
strato2		0	0	0
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	A_s			2262 mm ²
Posizione della barra equivalente	c^*			64 mm
SOLLECITAZIONI				
Load Case				SLU7
Frame				45
Azione assiale (+ di compressione)	N_{Ed}			kN
Taglio	V_{Ed}			405,7 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Altezza utile della sezione	d			536 mm
Coefficiente	k			1,61
Rapporto di armatura longitudinale	ρ_l			0,42%
Tensione assiale media	σ_{cp}			0,00 N/mm ²
	$0.2 \times f_{cd}$			3,48 N/mm ²
	v_{min}			0,40 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$			212,55 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}			243,37 kN
Verifica				1,67 <i>E' necessario prevedere armatura a taglio</i>
ARMATURA A TAGLIO				
Diametro staffe	ϕ			12 mm
Numero braccia	n			5
Passo staffe	s			200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	α			90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ			45 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ_{min}			21,80 °
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO				
Coefficiente di riduzione per fessurazione	v_1			0,5
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}			17,40233333 N/mm ²
Area armatura a taglio	A_{st}			565,49 mm ²
	σ_{cp}/f_{cd}			0
Coefficiente di interazione	α_{cw}			1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	V_{rds}			533,72 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	V_{red}			2098,72 kN
Resistenza al taglio	V_{rd}			533,72 kN
Verifica				0,76 <i>Verifica soddisfatta</i>

11.3.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
$k_t =$	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
$k_1 =$	0,80	(0,8 = barre ad aderenza migliorata; 1,6 = barre lisce e trefoli)						
$k_3 =$	3,40	(valore raccomandato)						
$k_4 =$	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Ordinarie							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	α_c / f_{ck}	α_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,45	0,80	13,82	360,00				
Caratteristica	0,60	0,80	18,43	360,00				
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	30,71	450,00				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i> [kN]	<i>M</i> [kNm]	<i>w_d</i> [mm]	<i>w_{lim}</i> [mm]	<i>MO - Mf</i> [kNm]	
Quasi permanente	QP 3	45	0,0	-51,6	Msd<Mf	0,300	-177,99	-
Frequente	FR 42	45	0,0	-164,5	Msd<Mf	0,400	-171,07	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i> [kN]	<i>M</i> [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm ²]	
Quasi permanente	QP 3	46	0,0	-63,4	-1,43	57,85	-11,99	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR 45	46	0,0	-241,7	-8,69	213,90	-18,58	Sezione parzializzata



11.3.2. Soletta superiore – sezione di mezzeria

11.3.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA								
<i>Coefficienti di sicurezza allo SLU</i>								
Calcestruzzo								
α_{cc}				0,85				
γ_c				1,50				
f_{cd}				20,47 N/mm ²				
$f_{ct,eff}$				2,45 N/mm ²	= $f_{ctm} / 1,2$			
Acciaio								
γ_s				1,15				
f_{yd}				391,30 N/mm ²				
ϵ_{yd}				0,196 %				
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE								
Combinazione	n. combinazione	nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]
SLU53	44	-	0,0	389,9	12211,62	-1770,22	451,41	-451,41
<i>Sezione:</i>								
				Fibre compresse $\sigma_{c,max}$ = 17,40 N/mm ² $\sigma_{s,min}$ = -391,30 N/mm ² $\epsilon_{c,max}$ = 0,35 % $\epsilon_{s,min}$ = -2,60 % d = 536,00 mm x = 63,58 mm x/d = 0,12		Superiori $\sigma_{c,max}$ = 17,40 N/mm ² $\sigma_{s,min}$ = -391,30 N/mm ² $\epsilon_{c,max}$ = 0,35 % $\epsilon_{s,min}$ = -2,60 %		
<i>Dominio M-N</i>								

11.3.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)							
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	Ordinarie								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	Poco sensibile								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
Combinazione	Limite σ_c / f_{ck}	Limite α_s / f_{yk}	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]					
Quasi Permanente	0,45	0,80	13,82	360,00					
Caratteristica	0,60	0,80	18,43	360,00					
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	30,71	450,00					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	w_d [mm]	w_{lim} [mm]	M0 - Mf [kNm]		
Quasi permanente	QP 2	44	0,0	91,5	Msd<Mf	0,300	177,99	-	
Frequente	FR 19	44	0,0	227,1	0,282	0,400	171,07	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm ²]		
Quasi permanente	QP 2	44	0,0	91,5	-2,07	83,54	-17,31	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR 5	44	0,0	266,4	-9,57	235,75	-20,48	Sezione parzializzata	

12. MODELLAZIONE STRUTTURALE – MURI A U

L'analisi della struttura è stata condotta attraverso la procedura analitica con riferimento ad una porzione di lunghezza unitaria.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler come precedentemente illustrato nella presente relazione, con costante di sottofondo pari a $K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$. Per quanto riguarda la rigidità degli elementi strutturali si adottano i seguenti moduli elastici:

- $E_c = 33019 \text{ N/mm}^2$ (Per cls Rck 37);
- $E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$ (Per cls Rck 30).

12.1. Calcolo delle sollecitazioni nella soletta di fondazione

Le sollecitazioni nella soletta di base sono dovute alle azioni scaricate al piede dei piedritti, costituite da:

- azione assiale;
- momento alla base dei piedritti.

La trave presenta una lunghezza L finita ed è vincolata solamente attraverso il suolo elastico.

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato per sovrapposizione degli effetti dovuti alle sollecitazioni gravanti da entrambi i piedritti.

12.1.1. Modello di Winkler

Il modello di Winkler schematizza il suolo con una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto, indipendentemente da altri carichi applicati in punti diversi. Si assume, cioè:

$$p = k_w$$

dove k [FL^{-3}] è detta “costante di sottofondo”.

L'equazione differenziale che descrive il problema della trave di rigidità $E_r J$ su suolo elastico e assoggettata ad un carico distribuito $q(x)$ è:

$$E_r J \frac{d^4 w}{dx^4} + k B w(x) = q(x)$$

La soluzione si ottiene sommando l'integrale generale dell'omogenea associata $\{q(x)=0\}$ con l'integrale particolare relativo al carico $q(x)$. L'equazione omogenea associata si scrive:

$$E_r J \frac{d^4 w}{dx^4} + k B w(x) = 0$$

ed è nota come equazione “della trave elastica su suolo elastico”.

La soluzione dell'equazione particolare viene tralasciata in quanto una trave alla Winkler soggetta ad un carico distribuito (come il peso proprio) presenta uno spostamento costante lungo il suo asse e non è soggetta a sollecitazioni di momento o taglio.

L'integrale generale della soluzione omogenea ha l'espressione:

$$w = e^{\frac{x}{\lambda}} \left(A \cos \frac{x}{\lambda} + B \sin \frac{x}{\lambda} \right) + e^{-\frac{x}{\lambda}} \left(C \cos \frac{x}{\lambda} + D \sin \frac{x}{\lambda} \right)$$

Nella quale

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E_f J}{kB}}$$

ha le dimensioni di una lunghezza ed è detta lunghezza caratteristica o lunghezza d'onda della trave, ed A, B, C e D sono costanti che vengono determinate imponendo le opportune condizioni al contorno.

Dall'equazione differenziale è possibile determinare l'andamento del momento e del taglio come:

$$M = -E_f J \frac{d^2 w}{dx^2}; \quad V = -E_f J \frac{d^3 w}{dx^3}$$

12.1.2. Soluzione per carico verticale all'estremità

La risoluzione della trave alla Winkler di lunghezza L, soggetta ad una sua estremità ad un carico verticale P perpendicolare al suo asse è stata effettuata imponendo le seguenti condizioni al contorno

$$M(0) = -E_f J \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_{x=0} = 0$$

$$M(L) = -E_f J \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_{x=L} = 0$$

$$V(0) = -E_f J \frac{d^3 w}{dx^3} \Big|_{x=0} = -P$$

$$V(L) = -E_f J \frac{d^3 w}{dx^3} \Big|_{x=L} = 0$$

La soluzione è stata ricavata in forma chiusa e non viene riportata per brevità. Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato ai quarti dello spessore dei piedritti e al loro filo interno; inoltre, l'andamento delle sollecitazioni nella soletta, viene valutato in 50 punti equamente distribuiti sulla larghezza compresa tra i due piedritti.

12.1.3. Soluzione per momento flettente all'estremità

La risoluzione della trave alla Winkler di lunghezza L, soggetta ad una sua estremità ad un momento flettente M (quindi, nel piano verticale che contiene la trave) è stata effettuata imponendo le seguenti condizioni al contorno

$$M(0) = -E_f J \left. \frac{d^2 w}{dx^2} \right|_{x=0} = M \quad M(L) = -E_f J \left. \frac{d^2 w}{dx^2} \right|_{x=L} = 0$$

$$V(0) = -E_f J \left. \frac{d^3 w}{dx^3} \right|_{x=0} = 0 \quad V(L) = -E_f J \left. \frac{d^3 w}{dx^3} \right|_{x=L} = 0$$

La soluzione è stata ricavata in forma chiusa e non viene riportata per brevità. Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato ai quarti dello spessore dei piedritti e al loro filo interno; inoltre, l'andamento delle sollecitazioni nella soletta, viene valutato in 50 punti equamente distribuiti sulla larghezza compresa tra i due piedritti.

13. ANALISI DEI CARICHI – MURI A U

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Le condizioni elementari di carico di seguito determinate saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- rilevato: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- ricoprimento: $\gamma_{ric} = 20 \text{ kN/m}^3$

13.1.1. Peso proprio strutture (Load 1)

- parete $S_s \times \gamma_{c.a.}$
- soletta $S_s \times \gamma_{c.a.}$

13.1.2. Spinta del terreno (Load 2 / Load 3)

Il reinterro a ridosso della parete verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Secondo quanto riportato in precedenza per il reinterro si assumono i seguenti parametri geotecnici:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 30^\circ$$

$$\phi'_{dM1} = 30^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}30^\circ/1.25) = 24.791^\circ$$

	<i>Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$</i>	<i>Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$</i>
--	---	--

Spinta a riposo	0,5000	0,5807
Spinta attiva	0,3333	0,4091

La spinta orizzontale delle terre sui piedritti, in condizioni statiche, ad una generica profondità z da piano campagna è calcolata come:

$$\sigma_t(z) = k_0 [\gamma_t z - u(z)]$$

dove $u(z)$ è la pressione dell'acqua alla profondità z da piano campagna.

13.1.3. Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (Load 4)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$p_q = k_0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

In condizioni statiche, tale sovraccarico è assunto pari a 20 kN/m^2 per i muri in adiacenza alla viabilità e pari a 10 kN/m^2 in tutti gli altri casi.

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

13.1.4. Azioni sismiche (Load 5,6,7,8)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “analisi semplificata per le strutture di contenimento” come esplicitato al capitolo 4 “Criteri di definizione dell'azione sismica”. In considerazione dei valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali precedentemente determinati, l'angolo θ assume i seguenti valori:

Dati i seguenti parametri:

- $\Phi'_{dM1} = 30^\circ$
- $\Phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}30^\circ/1.25) = 24.791^\circ$
- $\psi = 90^\circ$;
- $\beta = 0^\circ$;
- $\delta_d = 0$;

L'azione sismica totale sulla parete, dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K(\theta) H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

con γ^* definito in precedenza in funzione della presenza della falda e del tipo di terreno, E_{ws} e E_{wd} rispettivamente pressione statica e sovrappressione idrodinamica dovuta alla presenza della falda.

La spinta complessiva E_d è composta da tre termini, ciascuno dei quali presenta un diverso punto di applicazione:

- Componente associata allo scheletro solido (Load 5): la spinta sismica totale dello scheletro solido ($S_{A,E}$) è data dalla somma della spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$) e l'incremento di spinta sismico (ΔS_A) calcolabile come $\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$. Nel caso dei muri ad “U” per i quali la parete non è in grado di compiere

grandi rotazioni alla base, il sovraccarico sismico si considera applicato uniformemente sull'altezza della parete (Load 5).

- Componente idrostatica: applicata analogamente al caso statico.
- Componente idrodinamica (Load 6): è applicata alla parete con la seguente distribuzione di pressioni: $q_{wd}(z) = \pm 7/8 k_h \gamma_w (H' \times z)^{0.5}$ con H' altezza della falda da asse soletta e z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua. L'azione idrodinamica, se presente, è applicata con segno positivo sul piedritto di sinistra e con segno negativo su quello di destra.

Il punto di applicazione della forza dovuta alla spinta dinamica del terreno deve essere preso a metà altezza del muro, in assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la relativa rigidezza, il tipo di movimenti, e la massa relativa della struttura di contenimento.

Nel caso di muri che sono liberi di ruotare intorno al loro piede si può assumere che la forza dinamica agisca nello stesso punto di quella statica.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato con la formula di Mononobe e Okabe:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

valida per stati attivi con $\beta \leq \phi'_d - \theta$, oppure:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

valida per stati attivi con $\beta > \phi'_d - \theta$, dove:

ϕ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;

ψ e β = angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-muro.

L'angolo θ e la pressione idrodinamica E_{ws} sono definiti in funzione del livello di falda e della natura dei terreni.

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

- $f_h = p \times k_h$ (Load 7)
- $f_v = p \times k_v$ (Load 8)

con "p" peso proprio degli elementi strutturali.

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}; \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove : $a_{\max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$ (accelerazione massima attesa al sito);

g = accelerazione di gravità;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito di riferimento rigido.

Per muri in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume i valori sotto riportati:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno in quanto vincolati orizzontalmente come ad esempio i muri ad "U", si assume $\beta_m = 1$.

L'azione sismica è quindi rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, ottenute combinando alternativamente la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

14. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI – MURI A U

Le combinazioni di carico sono effettuate combinando tra loro i singoli casi di carico come indicato dalla normativa. Per massimizzare lo sbilanciamento tra i due piedritti, i sovraccarichi accidentali e quelli sismici sono applicati solamente al piedritto sinistro.

14.1. Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni nel piedritto e nella soletta viene effettuato per i seguenti 8 carichi fondamentali dai quali è possibile ricavare tutti gli altri casi di carico per rapporto diretto:

N.	Carico	Descrizione
1	PP	Peso proprio
2	$S_{A,S,k_0,M1}$	Spinta delle terre – k_0 – M1
3	E_{ws}	Spinta della falda
4	$S_{q,st,k_0,M1}$	Sovracc. accidentale statico – k_0 – M1

5	$\Delta S_{A,M1,+}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(+)$
6	E_{wd}	Spinta idrodinamica
7	F_v	Effetti inerziali verticali (+ verso il basso)
8	F_h	Effetti inerziali orizzontali

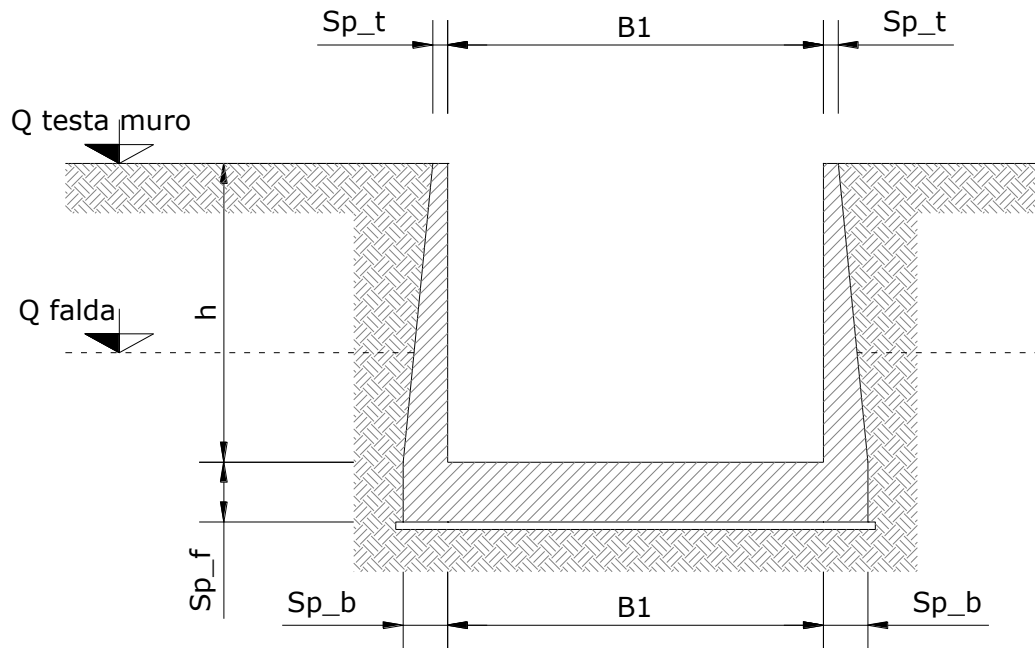
Le sollecitazioni per ciascun caso di carico sono calcolate come segue:

N.	Carico	Descrizione	Calcolo
1	PP	Peso proprio	-
2	$S_{A,S,k0,M1}$	Spinta delle terre – k_0 – M1	-
2a	$S_{A,S,k0,M2}$	Spinta delle terre – k_0 – M2	$E[S_{A,S,k0,M1}] \times k_{0,M2} / k_{0,M1}$
2b	$S_{A,S,k_a,M1}$	Spinta delle terre – k_a – M1	$E[S_{A,S,k0,M1}] \times k_{a,M1} / k_{0,M1}$
2c	$S_{A,S,k_a,M2}$	Spinta delle terre – k_a – M2	$E[S_{A,S,k0,M1}] \times k_{a,M2} / k_{0,M1}$
3	E_{ws}	Spinta della falda	-
4	$S_{q,st,k0,M1}$	Sovracc. accidentale statico – k_0 – M1	-
4a	$S_{q,st,k0,M2}$	Sovracc. accidentale statico – k_0 – M2	$E[S_{q,st,k0,M1}] \times k_{0,M2} / k_{0,M1}$
4b	$S_{q,sys,k_a,M1}$	Sovracc. accidentale sismico – k_a – M1	$E[S_{q,st,k0,M1}] \times (k_{a,M1} / k_{0,M1}) \times (q_{sis} / q_{st})$
4c	$S_{q,sys,k_a,M2}$	Sovracc. accidentale sismico – k_a – M2	$E[S_{q,st,k0,M1}] \times (k_{a,M2} / k_{0,M1}) \times (q_{sis} / q_{st})$
5	$\Delta S_{A,M1,+}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(+)$	-
5a	$\Delta S_{A,M2,+}$	Sovrappinta sismica – M2 – $k_v(+)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M2,+} / \Delta S_{A,M1,+})$
5b	$\Delta S_{A,M1,-}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(-)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M1,-} / \Delta S_{A,M1,+})$
5c	$\Delta S_{A,M2,-}$	Sovrappinta sismica – M2 – $k_v(-)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M2,-} / \Delta S_{A,M1,+})$
6	E_{wd}	Spinta idrodinamica	-
7	F_h	Effetti inerziali orizzontali	-
8	F_v	Effetti inerziali verticali (+verso il basso)	-

Dove con $E[A]$ si intende la generica sollecitazione E dovuta al carico sollecitante A.

15. MURO A U TIPO 1

15.1. Geometria della struttura



Dimensioni geometriche trasversali:

- B1 = 2.10 m
- h = 3.60 m
- Sp_t = 0.40 m
- Sp_b = 0.40 m
- Sp_f = 0.50 m

La falda si trova al di sotto del piano di fondazione dei muri e pertanto non interessa la struttura

15.2. Pressioni sul piedritto dovute ai carichi fondamentali

Si riportano di seguito le pressioni statiche e sismiche esercitate sui piedritti dal terreno, dalla falda e dall'azione sismica, per i casi di carico fondamentali.

Z [m]	σ_v [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	$\sigma'_{h,k0,M1}$ [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	$\sigma_{q,st,h,k0,M1}$ [kN/m ²]	$\Delta\sigma_{Ed,M1,(+)}$ [kN/m ²]	$\Delta\sigma_{idr}$ [kN/m ²]	f_h [kN/m ²]	f_v [kN/m ²]
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
0,180	3,600	3,600	1,800	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
0,360	7,200	7,200	3,600	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
0,540	10,800	10,800	5,400	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
0,720	14,400	14,400	7,200	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
0,900	18,000	18,000	9,000	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
1,080	21,600	21,600	10,800	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
1,260	25,200	25,200	12,600	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
1,440	28,800	28,800	14,400	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
1,620	32,400	32,400	16,200	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
1,800	36,000	36,000	18,000	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
1,980	39,600	39,600	19,800	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
2,160	43,200	43,200	21,600	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
2,340	46,800	46,800	23,400	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
2,520	50,400	50,400	25,200	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
2,700	54,000	54,000	27,000	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
2,880	57,600	57,600	28,800	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
3,060	61,200	61,200	30,600	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
3,240	64,800	64,800	32,400	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
3,420	68,400	68,400	34,200	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
3,600	72,000	72,000	36,000	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
3,725	74,500	74,500	37,250	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608
3,850	77,000	77,000	38,500	0,000	10,000	3,779	0,000	1,215	0,608

Dove la coordinata verticale z è positiva verso il basso con l'origine posta in sommità al piedritto.

15.3. Riassunto delle sollecitazioni alla base del piedritto (in asse soletta)

Si riportano di seguito le sollecitazioni calcolate alla base del piedritto, in asse soletta, per tutti i casi di carico:

n.	LOAD CASE	N[kN]	M[kNm]	V[kN]
1	PP	38,50		
2	STERRE k0_M1		95,11	74,11
2a	STERRE K0_M2		110,46	86,07
2b	STERRE ka_M1		63,41	49,41
2c	STERRE ka_M2		77,83	60,64
3	FALDA		0,00	0,00
4	SOVR. STATICO k0_M1		74,11	38,50
4a	SOVR. STATICO k0_M2		86,07	44,71
4b	SOVR. SISMICO ka_M1		0,00	0,00
4c	SOVR. SISMICO ka_M2		0,00	0,00
5	INCR. SISMICO BASSO_M1		28,00	14,55
5a	INCR. SISMICO BASSO_M2		31,98	16,61
5b	INCR. SISMICO ALTO_M1		16,77	8,71
5c	INCR. SISMICO ALTO_M2		18,21	9,46
6	INCR. IDRODINAMICO		0,00	0,00
7	INERZIA ORIZZONTALE		9,00	4,68
8	INERZIA VERT (BASSO)	2,34		

15.4. Riassunto sollecitazioni massime piedritto

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni calcolate per il piedritto ed adottate per le verifiche strutturali.

15.4.1. Combinazioni SLU – SLV

	CC	N [kN]	M[kNm]	V[kN]
Filo soletta _V_max	2_SLU_STR	36,00	198,29	138,24
1/4 spessore soletta_M_max	2_SLU_STR	37,25	216,06	146,07
Asse soletta_M_max	2_SLU_STR	38,50	234,81	154,10

15.4.2. Combinazioni SLE

	CC	N [kN]	M[kNm]
Filo soletta _QP	1_QP	36,00	77,76
Filo soletta _FR	2_FR	36,00	126,36
Filo soletta _CAR	2_CAR	36,00	142,56
1/4 soletta _QP	1_QP	37,25	86,14
1/4 soletta _FR	2_FR	37,25	138,18
1/4 soletta _CAR	2_CAR	37,25	155,52

15.5. Riassunto massime sollecitazioni soletta

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni calcolate nella soletta di fondazione ed adottate per le verifiche strutturali.

15.5.1. Combinazioni SLU - SLV

	CC	x[m]	M[kNm]	V[kN]
Filo piedritto SX_V_max	1_SLU_STR	0,872	167,076	91,467
Filo piedritto DX_V_max	3_SLU_STR	2,300	85,893	-42,127
1/4 spessore piedritto_M_max	2_SLU_STR	0,100	230,458	48,408
Asse piedritto_M_max	2_SLU_STR	0,000	234,813	38,500
Mezzeria_M_min	2_SLV_STR	1,880	42,403	-7,269

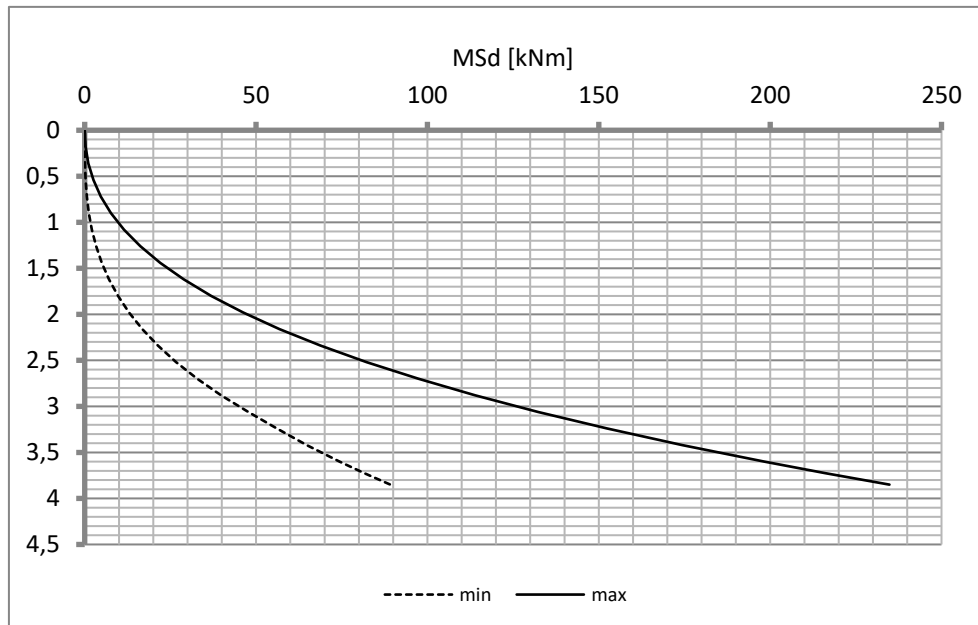
15.5.2. Combinazioni SLE

	CC	x[m]	M[kNm]
Filo piedritto _QP	1_QP	0,200	88,02
Filo piedritto _FR	2_FR	0,200	142,59
Filo piedritto _CAR	2_CAR	0,200	160,78
1/4 piedritto _QP	1_QP	0,100	91,41
1/4 piedritto _FR	2_FR	0,100	146,74
1/4 piedritto _CAR	2_CAR	0,100	165,18
Mezzeria _QP	1_QP	1,250	70,93
Mezzeria _FR	1_FR	1,250	70,93
Mezzeria _CAR	1_CAR	1,250	70,93

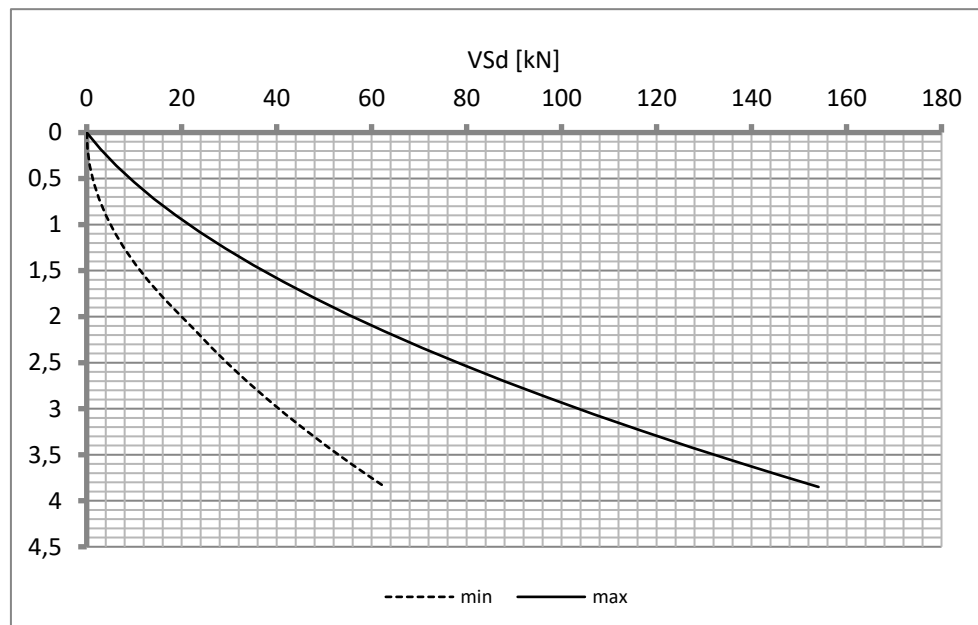
15.6. Diagrammi di involucro SLU-SLV

15.6.1. Piedritti

Momento

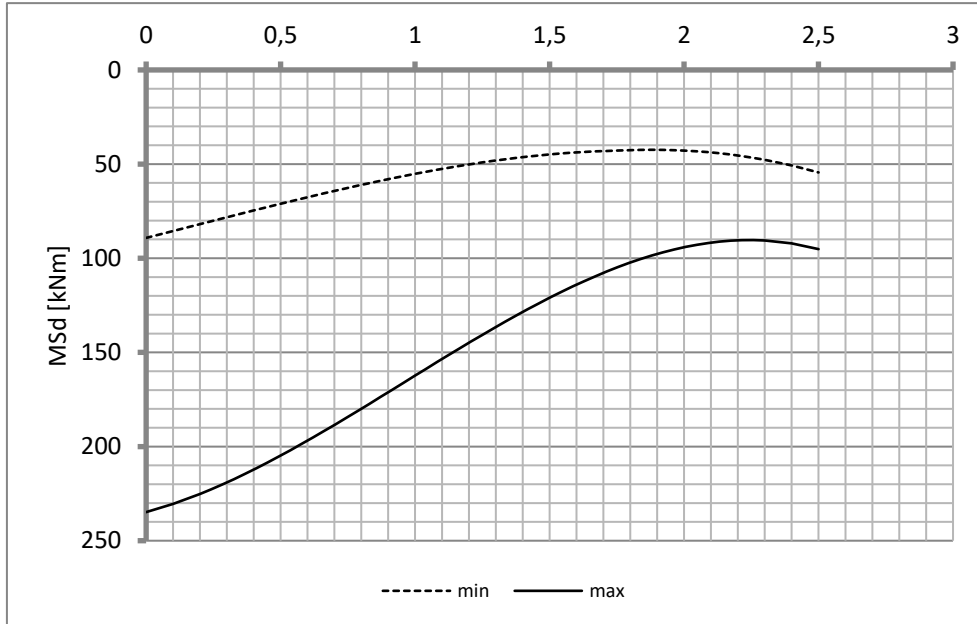


Taglio

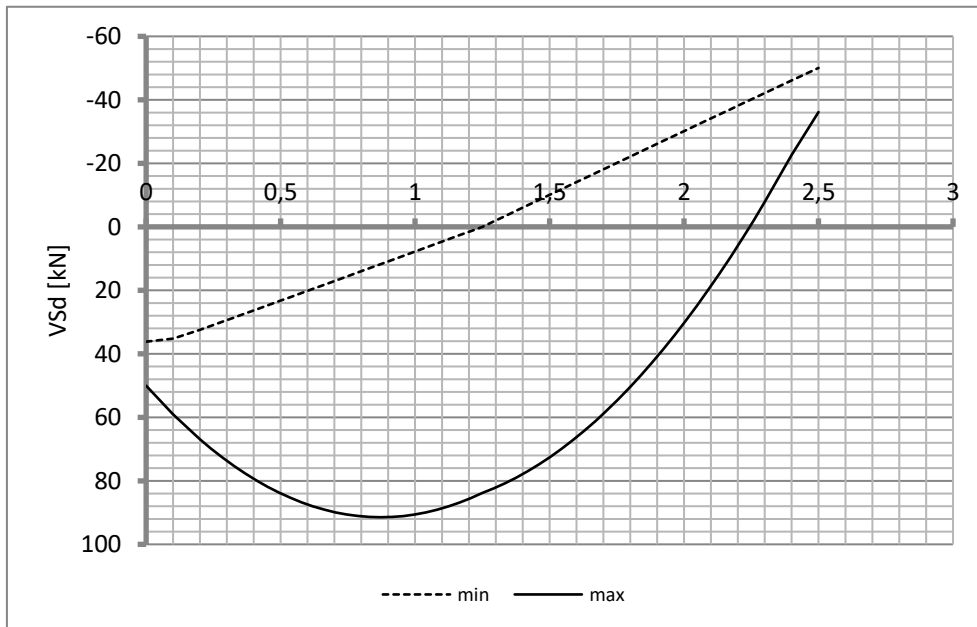


15.6.2. Soletta

Momento

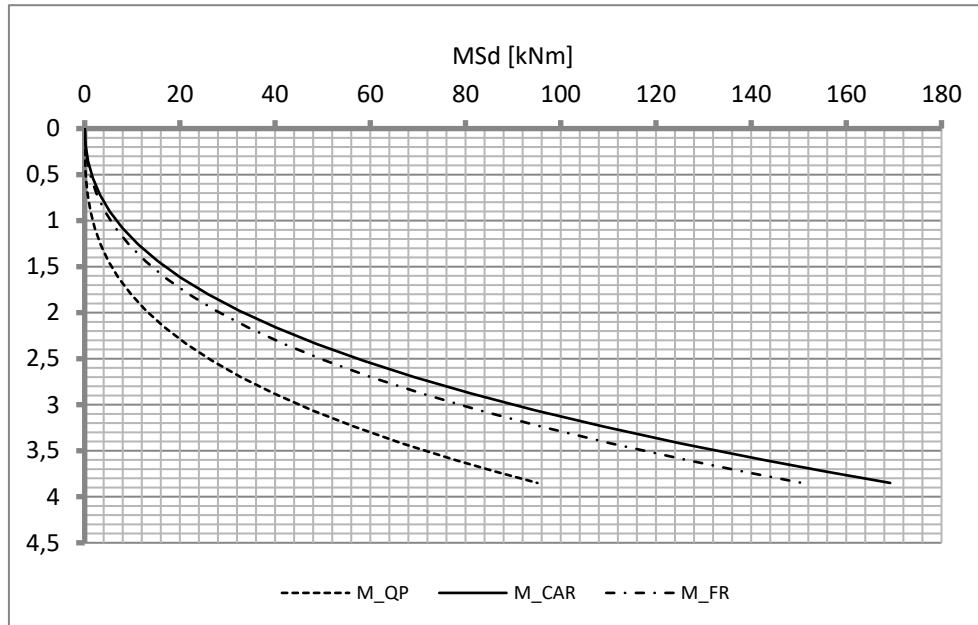


Taglio

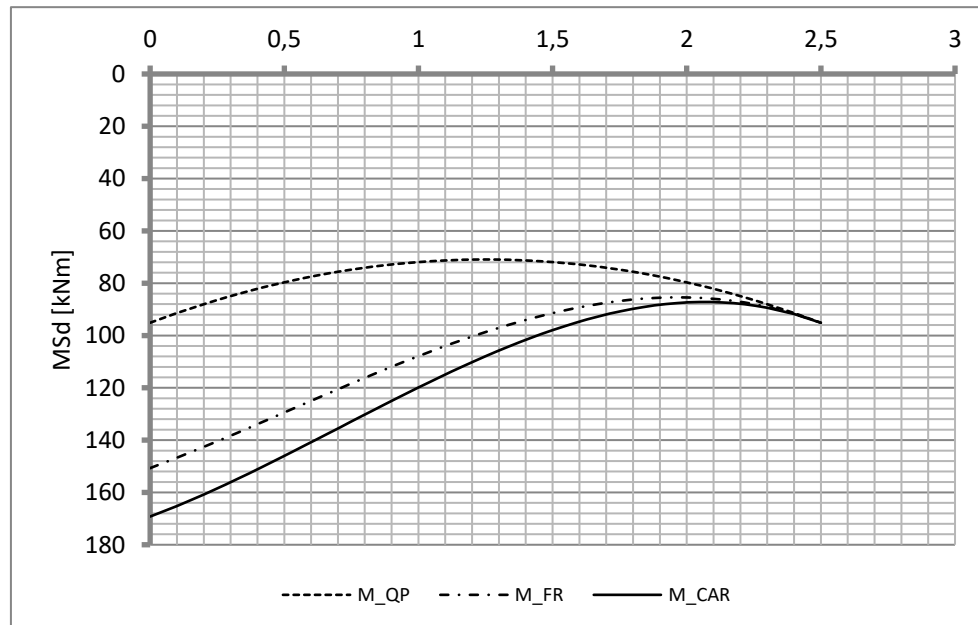


15.7. Diagrammi di involucro SLE

15.7.1. Piedritti



15.7.2. Soletta



15.8. Verifiche di resistenza ultima e di esercizio

15.8.1. Soletta

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C25/30			
R_{ck}	30,00 N/mm ²			
f_{ck}	24,90 N/mm ²			
f_{cm}	32,90 N/mm ²			
f_{ctm}	2,56 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	1,79 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,33 N/mm ²			
f_{ctm}	3,07 N/mm ²			
E_{cm}	31447,16 N/mm ²			
ϵ_{c2}	0,200 %			
ϵ_{c3}	0,175 %			
ϵ_{c4}	0,070 %			
ϵ_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
ϵ_{su}	7,500 %			
Coefficiente di omogenizzazione:				
n, breve termine	6,06 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,18			
n , lungo termine =	13,22 = E_s/E_{cm}			
n , verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm} lungo termine			
n , verifiche FR	13,2 = E_s/E_{cm} medio termine			
n , verifiche CAR	6,1 = E_s/E_{cm} breve termine			
n , verifiche SLD	6,1 = E_s/E_{cm} breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	500 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	A _s mm ²
1	5	12	58	565,48668
2	5	22	437	1900,6636
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	A _s mm ²
superiore	5	12	46	565,48668
inferiore	5	12	454	565,48668

Viene svolta solamente la verifica della sezione di attacco al piedritto in quanto il momento tende sempre le fibre inferiori su tutta la larghezza della soletta.



15.8.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA																												
<u>Coefficienti di sicurezza allo SLU</u>																												
Calcestruzzo																												
α_{cc}	0,85																											
γ_c	1,50																											
f_{cd}	16,60 N/mm ²																											
$f_{ct,eff}$	2,13 N/mm ²	$=f_{ctm} / 1,2$																										
Acciaio																												
γ_s	1,15																											
f_{yd}	391,30 N/mm ²																											
ϵ_{yd}	0,196 %																											
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE																												
		NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]																					
2_SLU_STR		0,0	230,5	8020,02	-965,02	304,73	-107,94																					
<u>Sezione:</u>																												
				<p><i>Fibre compresse</i></p> <table style="width:100%;"> <tr> <td>$\sigma_{c,max}$</td> <td>14,11</td> <td style="text-align: right;"><i>Superiori</i></td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{s,min}$</td> <td>-391,30</td> <td style="text-align: right;">N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{c,max}$</td> <td>0,35</td> <td style="text-align: right;">N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{s,min}$</td> <td>-2,09</td> <td style="text-align: right;">%</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>437,00</td> <td style="text-align: right;">%</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>62,58</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> <tr> <td>x/d</td> <td>0,14</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> </table>				$\sigma_{c,max}$	14,11	<i>Superiori</i>	$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²	$\epsilon_{c,max}$	0,35	N/mm ²	$\epsilon_{s,min}$	-2,09	%	d	437,00	%	x	62,58	mm	x/d	0,14	mm
$\sigma_{c,max}$	14,11	<i>Superiori</i>																										
$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²																										
$\epsilon_{c,max}$	0,35	N/mm ²																										
$\epsilon_{s,min}$	-2,09	%																										
d	437,00	%																										
x	62,58	mm																										
x/d	0,14	mm																										
<u>Domino M-N</u>																												

15.8.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	24,9 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ_s	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b			1000 mm	
Altezza	h			500 mm	
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm ²]
strato1		5	12	58	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A_s				565 mm ²
Posizione della barra equivalente	c^*				58 mm

SOLLECITAZIONI		
Load Case		1_SLU_STR
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	N_{Ed}	0 kN
Taglio	V_{Ed}	91,467 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	442 mm
Coefficiente	k	1,67
Rapporto di armatura longitudinale	ρ_l	0,13%
Tensione assiale media	σ_{cp}	0,00 N/mm ²
	$0.2 \times f_{cd}$	2,82 N/mm ²
	v_{min}	0,38 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	167,00 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}	167,00 kN
Verifica		0,55 <u>Verifica soddisfatta</u>

Non è necessario prevedere armatura a taglio.

15.8.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)						
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Ordinarie							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	α_c / f_{ck}	α_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,45	0,80	11,21	360,00				
Caratteristica	0,60	0,80	14,94	360,00				
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	24,90	450,00				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	w_d	w_{lim}	MO - Mf	
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]	
Quasi permanente	QP 1		0,0	88,0	Msd<Mf	0,300	102,60	-
Frequente	FR 2		0,0	142,6		0,400	100,97	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$	
			[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Quasi permanente	QP 1		0,0	91,4	-3,38	122,30	-27,77	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR 2		0,0	165,2	-8,95	213,64	-18,64	Sezione parzializzata



15.8.2. Piedritto

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C30/37			
R_{ck}	37,00 N/mm ²			
f_{ck}	30,71 N/mm ²			
f_{cm}	38,71 N/mm ²			
f_{ctm}	2,94 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	2,06 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,82 N/mm ²			
f_{ctm}	3,53 N/mm ²			
E_{cm}	33019,43 N/mm ²			
ϵ_{c2}	0,200 %			
ϵ_{c3}	0,175 %			
ϵ_{c4}	0,070 %			
ϵ_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportament	EL-PL			
$k = (f_y/f_{yk})_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
ϵ_{su}	7,500 %			
Coefficiente di omogeneizzazione:				
n, breve termine	5,77 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,07			
n, lungo termine =	11,94 = E_s/E_{cm}			
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm}	lungo termine		
n, verifiche FR	11,9 = E_s/E_{cm}	medio termine		
n, verifiche CAR	5,8 = E_s/E_{cm}	breve termine		
n, verifiche SLD	5,8 = E_s/E_{cm}	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	400 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	ϕ mm	y _i mm	As mm ²
1	5	12	66	565,48668
2	5	22	329	1900,6636
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	ϕ mm	y _i mm	As mm ²
superiore	5	12	54	565,48668
inferiore	5	12	346	565,48668

15.8.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA																												
<u>Coefficienti di sicurezza allo SLU</u>																												
Calcestruzzo																												
α_{cc}	0,85																											
γ_c	1,50																											
f_{cd}	20,47 N/mm ²																											
$f_{ct,eff}$	2,45 N/mm ²	$=f_{ctm} / 1,2$																										
Acciaio																												
γ_s	1,15																											
f_{yd}	391,30 N/mm ²																											
E_{yd}	0,196 %																											
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE																												
	Combinazione	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]																					
	2_SLU_STR	37,3	216,1	7925,95	-965,02	235,02	-99,26																					
<u>Sezione:</u>																												
				<p><i>Fibre compresse</i></p> <table style="width: 100%;"> <tr> <td>$\sigma_{c,max}$</td> <td style="text-align: right;">17,40</td> <td style="text-align: right;"><i>Superiori</i> N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{s,min}$</td> <td style="text-align: right;">-391,30</td> <td style="text-align: right;">N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{c,max}$</td> <td style="text-align: right;">0,35</td> <td style="text-align: right;">%</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{s,min}$</td> <td style="text-align: right;">-1,61</td> <td style="text-align: right;">%</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td style="text-align: right;">329,00</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td style="text-align: right;">58,85</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> <tr> <td>x/d</td> <td style="text-align: right;">0,18</td> <td></td> </tr> </table>				$\sigma_{c,max}$	17,40	<i>Superiori</i> N/mm ²	$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²	$\epsilon_{c,max}$	0,35	%	$\epsilon_{s,min}$	-1,61	%	d	329,00	mm	x	58,85	mm	x/d	0,18	
$\sigma_{c,max}$	17,40	<i>Superiori</i> N/mm ²																										
$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²																										
$\epsilon_{c,max}$	0,35	%																										
$\epsilon_{s,min}$	-1,61	%																										
d	329,00	mm																										
x	58,85	mm																										
x/d	0,18																											
<u>Dominio M-N</u>																												

15.8.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO				
Calcestruzzo				C30/37
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}			37,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}			30,71 Mpa
ACCIAIO				
Tipologia				B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento				450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE				
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c			1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}			0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s			1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			1000 mm
Altezza	h			400 mm
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]
strato1		5	12	66
strato2		0	0	0
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	A _s			565 mm ²
Posizione della barra equivalente	c*			66 mm
SOLLECITAZIONI				
Load Case				2_SLU_STR
Frame				
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}			36 kN
Taglio	V _{Ed}			138,24 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Altezza utile della sezione	d			334 mm
Coefficiente	k			1,77
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l			0,17%
Tensione assiale media	σ _{cp}			0,09 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}			3,48 N/mm ²
	v _{min}			0,46 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}			157,55 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V _{rd}			157,55 kN
Verifica				0,88 <u>Verifica soddisfatta</u>

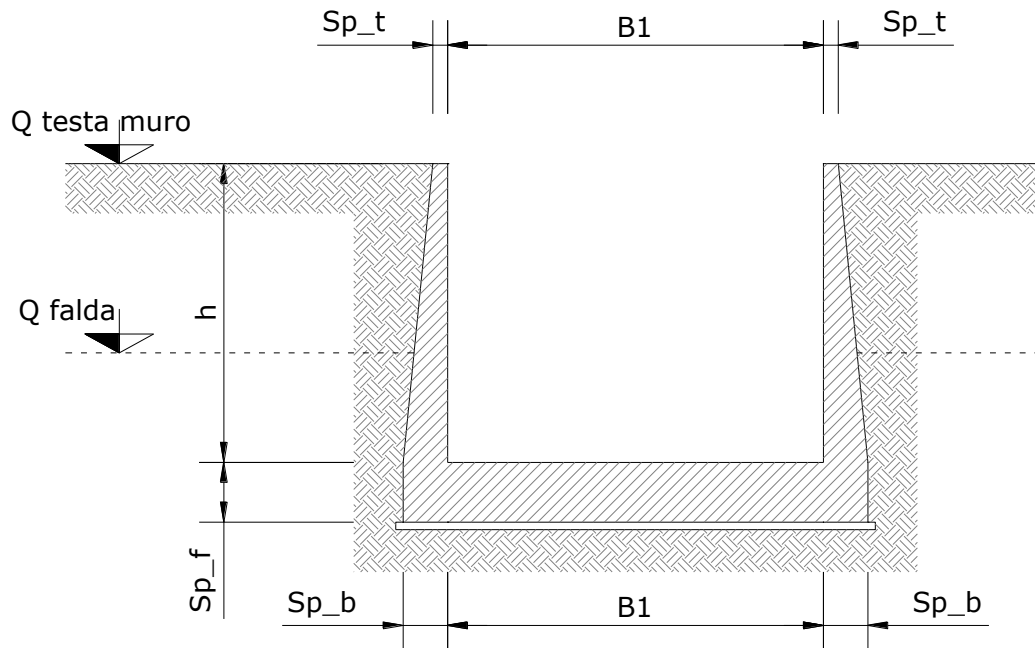
Non è necessario prevedere armatura a taglio.

15.8.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
$k_t =$	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
$k_1 =$	0,80	(0,8 = barre ad aderenza migliorata; 1,6 = barre lisce e trefoli)						
$k_3 =$	3,40	(valore raccomandato)						
$k_4 =$	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Ordinarie							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,45	0,80	13,82	360,00				
Caratteristica	0,60	0,80	18,43	360,00				
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	30,71	450,00				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i> [kN]	<i>M</i> [kNm]	<i>w_d</i> [mm]	<i>w_{lim}</i> [mm]	<i>MO - Mf</i> [kNm]	
Quasi permanente	QP 1		36,0	77,8	0,154	0,300	77,58	-
Frequente	FR 2		36,0	126,4	0,295	0,400	75,59	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i> [kN]	<i>M</i> [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm ²]	
Quasi permanente	QP 1		37,3	86,1	-5,18	145,83	-32,82	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR 2		37,3	155,5	-13,64	258,83	-10,97	Sezione parzializzata

16. MURO A U TIPO 2

16.1. Geometria della struttura



Dimensioni geometriche trasversali:

- B1 = 4.60 m
- h = 5.50 m
- Sp_t = 0.40 m
- Sp_b = 0.60 m
- Sp_f = 0.70 m

La falda si trova al di sotto del piano di fondazione dei muri e pertanto non interessa la struttura

16.2. Pressioni sul piedritto dovute ai carichi fondamentali

Si riportano di seguito le pressioni statiche e sismiche esercitate sui piedritti dal terreno, dalla falda e dall'azione sismica, per i casi di carico fondamentali.

z [m]	σ_v [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	$\sigma'_{h,k0,M1}$ [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	$\sigma_{q,st,h,k0,M1}$ [kN/m ²]	$\Delta\sigma_{Ed,M1,(+)}$ [kN/m ²]	$\Delta\sigma_{idr}$ [kN/m ²]	f_h [kN/m ²]	f_v [kN/m ²]
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	5,000	5,742	0,000	1,215	0,608
0,275	5,500	5,500	2,750	0,000	5,000	5,742	0,000	1,245	0,623
0,550	11,000	11,000	5,500	0,000	5,000	5,742	0,000	1,276	0,638
0,825	16,500	16,500	8,250	0,000	5,000	5,742	0,000	1,306	0,653
1,100	22,000	22,000	11,000	0,000	5,000	5,742	0,000	1,337	0,668
1,375	27,500	27,500	13,750	0,000	5,000	5,742	0,000	1,367	0,683
1,650	33,000	33,000	16,500	0,000	5,000	5,742	0,000	1,397	0,699
1,925	38,500	38,500	19,250	0,000	5,000	5,742	0,000	1,428	0,714
2,200	44,000	44,000	22,000	0,000	5,000	5,742	0,000	1,458	0,729
2,475	49,500	49,500	24,750	0,000	5,000	5,742	0,000	1,488	0,744
2,750	55,000	55,000	27,500	0,000	5,000	5,742	0,000	1,519	0,759
3,025	60,500	60,500	30,250	0,000	5,000	5,742	0,000	1,549	0,775
3,300	66,000	66,000	33,000	0,000	5,000	5,742	0,000	1,580	0,790
3,575	71,500	71,500	35,750	0,000	5,000	5,742	0,000	1,610	0,805
3,850	77,000	77,000	38,500	0,000	5,000	5,742	0,000	1,640	0,820
4,125	82,500	82,500	41,250	0,000	5,000	5,742	0,000	1,671	0,835
4,400	88,000	88,000	44,000	0,000	5,000	5,742	0,000	1,701	0,851
4,675	93,500	93,500	46,750	0,000	5,000	5,742	0,000	1,731	0,866
4,950	99,000	99,000	49,500	0,000	5,000	5,742	0,000	1,762	0,881
5,225	104,500	104,500	52,250	0,000	5,000	5,742	0,000	1,792	0,896
5,500	110,000	110,000	55,000	0,000	5,000	5,742	0,000	1,823	0,911
5,675	113,500	113,500	56,750	0,000	5,000	5,742	0,000	1,842	0,921
5,850	117,000	117,000	58,500	0,000	5,000	5,742	0,000	1,861	0,931

Dove la coordinata verticale z è positiva verso il basso con l'origine posta in sommità al piedritto.

16.3. Riassunto delle sollecitazioni alla base del piedritto (in asse soletta)

Si riportano di seguito le sollecitazioni calcolate alla base del piedritto, in asse soletta, per tutti i casi di carico:

n.	LOAD CASE	N[kN]	M[kNm]	V[kN]
1	PP	74,06		
2	STERRE k0_M1		333,67	171,11
2a	STERRE K0_M2		387,51	198,73
2b	STERRE ka_M1		222,45	114,08
2c	STERRE ka_M2		273,03	140,02
3	FALDA		0,00	0,00
4	SOVR. STATICO k0_M1		85,56	29,25
4a	SOVR. STATICO k0_M2		99,36	33,97
4b	SOVR. SISMICO ka_M1		0,00	0,00
4c	SOVR. SISMICO ka_M2		0,00	0,00
5	INCR. SISMICO BASSO_M1		98,25	33,59
5a	INCR. SISMICO BASSO_M2		112,20	38,36
5b	INCR. SISMICO ALTO_M1		58,84	20,12
5c	INCR. SISMICO ALTO_M2		63,89	21,84
6	INCR. IDRODINAMICO		0,00	0,00
7	INERZIA ORIZZONTALE		26,32	9,00
8	INERZIA VERT (BASSO)	4,50		

16.4. Riassunto sollecitazioni massime piedritto

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni calcolate per il piedritto ed adottate per le verifiche strutturali.

16.4.1. Combinazioni SLU – SLV

	CC	N [kN]	M[kNm]	V[kN]
Filo soletta _V_max	2_SLU_STR	68,75	473,92	237,88
1/4 spessore soletta_M_max	2_SLU_STR	71,39	516,77	251,90
Asse soletta_M_max	2_SLU_STR	74,06	562,10	266,32

16.4.2. Combinazioni SLE

	CC	N [kN]	M[kNm]
Filo soletta _QP	1_QP	68,75	277,29
Filo soletta _FR	2_FR	68,75	334,01
Filo soletta _CAR	2_CAR	68,75	352,92
1/4 soletta _QP	1_QP	71,39	304,61
1/4 soletta _FR	2_FR	71,39	365,00
1/4 soletta _CAR	2_CAR	71,39	385,13

16.5. Riassunto massime sollecitazioni soletta

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni calcolate nella soletta di fondazione ed adottate per le verifiche strutturali.

16.5.1. Combinazioni SLU - SLV

	CC	x[m]	M[kNm]	V[kN]
Filo piedritto SX_V_max	1_SLU_STR	0,760	485,463	103,068
Filo piedritto DX_V_max	3_SLU_STR	4,900	306,339	-85,882
1/4 spessore piedritto_M_max	2_SLU_STR	0,150	550,705	77,845
Asse piedritto_M_max	2_SLU_STR	0,000	562,105	74,056
Mezzeria_M_min	2_SLV_STR	3,704	141,458	-10,449

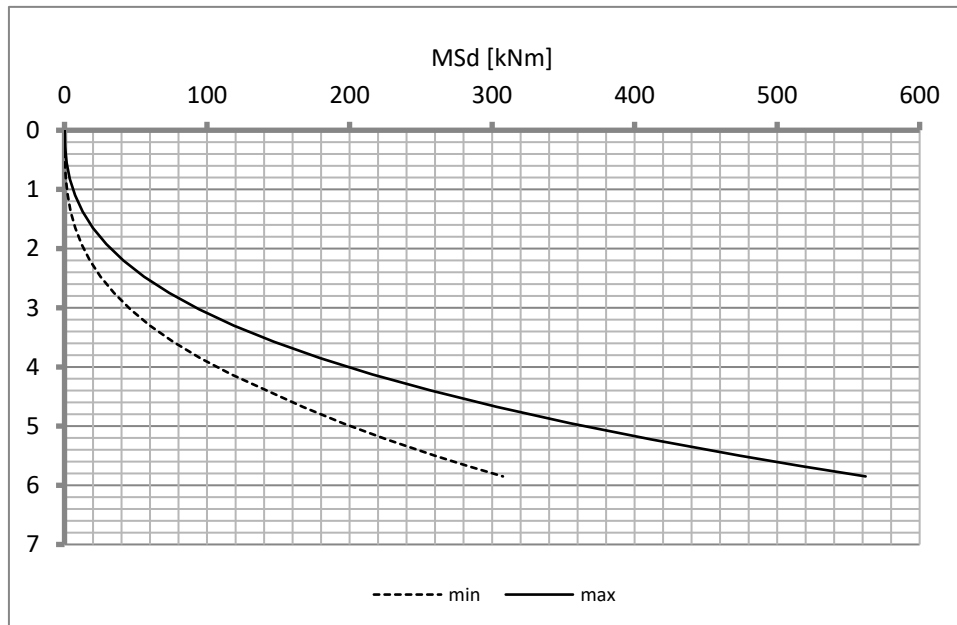
16.5.2. Combinazioni SLE

	CC	x[m]	M[kNm]
Filo piedritto _QP	1_QP	0,300	312,61
Filo piedritto _FR	2_FR	0,300	376,14
Filo piedritto _CAR	2_CAR	0,300	397,32
1/4 piedritto _QP	1_QP	0,150	322,85
1/4 piedritto _FR	2_FR	0,150	386,85
1/4 piedritto _CAR	2_CAR	0,150	408,19
Mezzeria _QP	1_QP	2,600	234,77
Mezzeria _FR	1_FR	2,600	234,77
Mezzeria _CAR	1_CAR	2,600	234,77

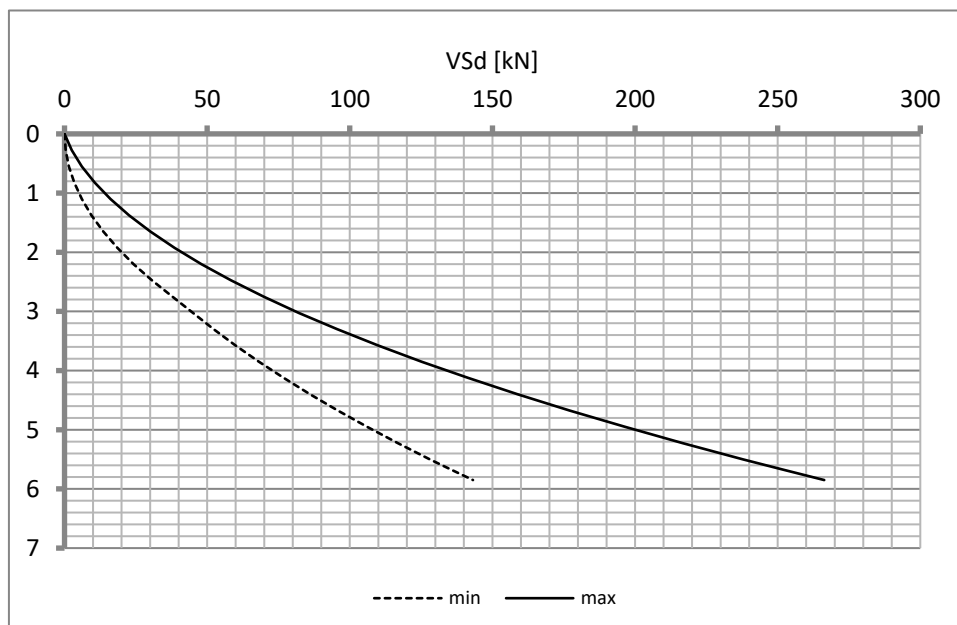
16.6. Diagrammi di involucro SLU-SLV

16.6.1. Piedritti

Momento

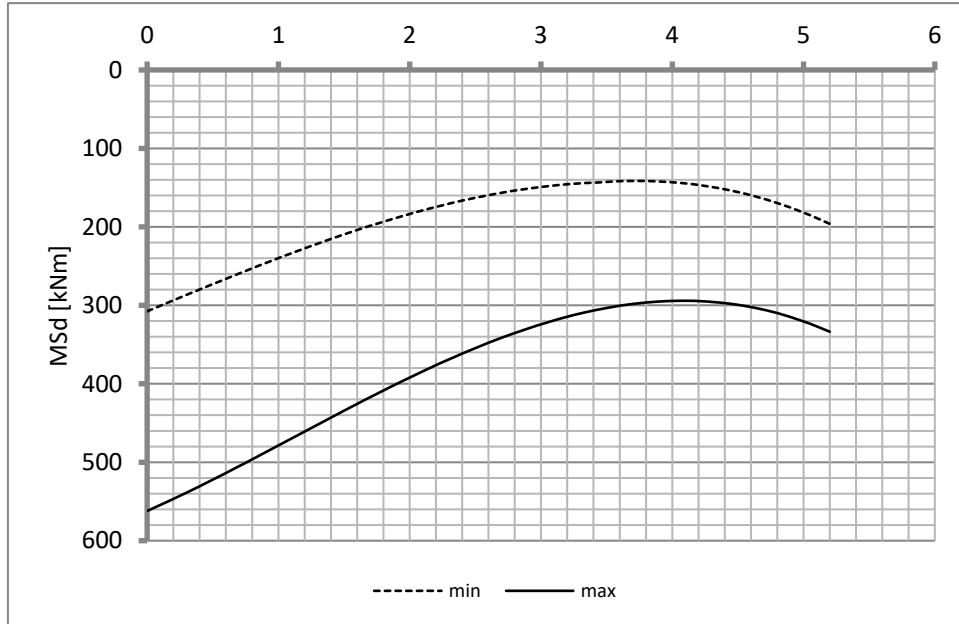


Taglio

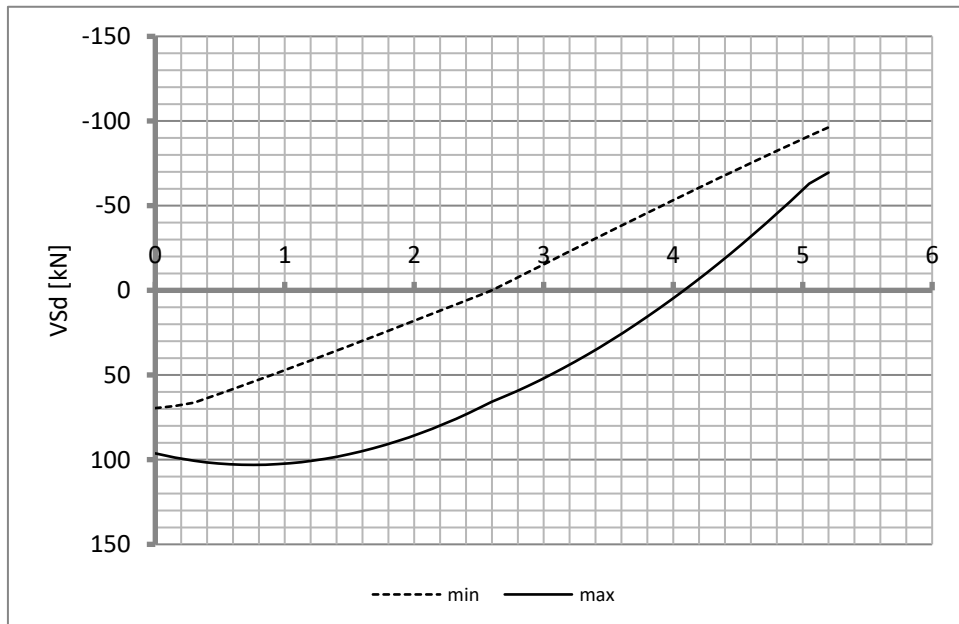


16.6.2. Soletta

Momento

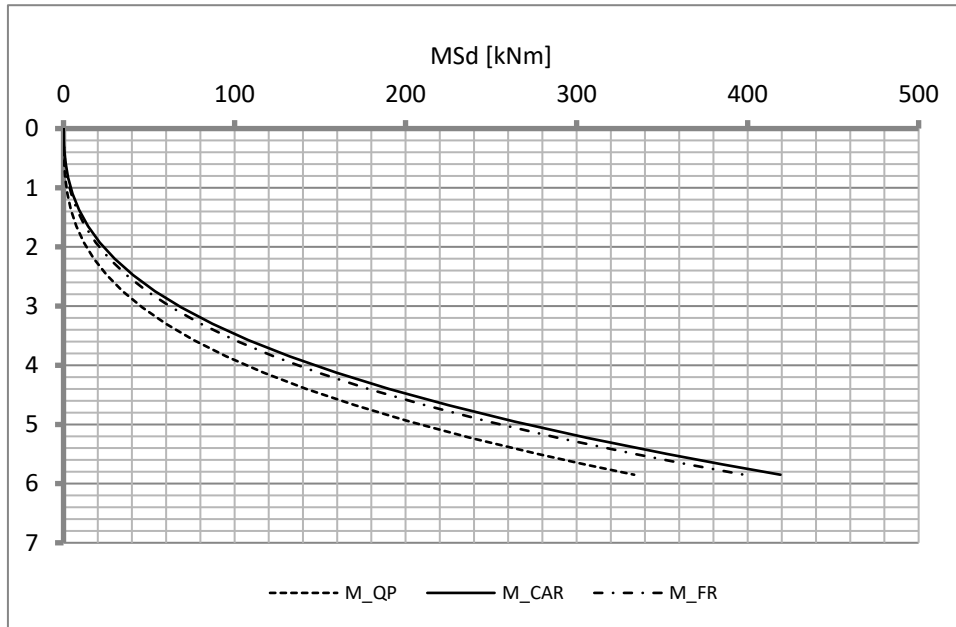


Taglio

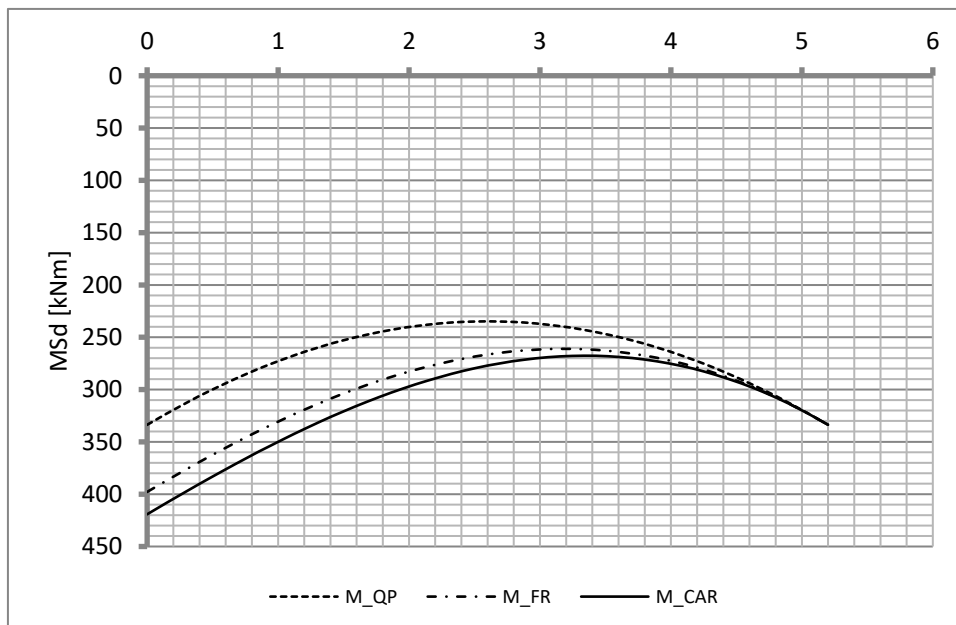


16.7. Diagrammi di involuppo SLE

16.7.1. Piedritti



16.7.2. Soletta



16.8. Verifiche di resistenza ultima e di esercizio

16.8.1. Soletta

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C25/30			
R_{ck}	30,00 N/mm ²			
f_{ck}	24,90 N/mm ²			
f_{cm}	32,90 N/mm ²			
f_{ctm}	2,56 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	1,79 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,33 N/mm ²			
f_{ctm}	3,07 N/mm ²			
E_{cm}	31447,16 N/mm ²			
ϵ_{c2}	0,200 %			
ϵ_{c3}	0,175 %			
ϵ_{c4}	0,070 %			
ϵ_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
ϵ_{su}	7,500 %			
Coefficiente di omogenizzazione:				
n, breve termine	6,06 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,14			
n , lungo termine =	12,98 = E_s/E_{cm}			
n , verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm}	lungo termine		
n , verifiche FR	13,0 = E_s/E_{cm}	medio termine		
n , verifiche CAR	6,1 = E_s/E_{cm}	breve termine		
n , verifiche SLD	6,1 = E_s/E_{cm}	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	700 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	Ø mm	y _i mm	As mm ²
1	5	16	64	1005,3096
2	8	22	633	2850,9953
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	Ø mm	y _i mm	As mm ²
superiore	5	16	48	1005,3096
inferiore	5	16	652	1005,3096

Viene svolta solamente la verifica della sezione di attacco al piedritto in quanto il momento tende sempre le fibre inferiori su tutta la larghezza della soletta.



16.8.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA																												
<u>Coefficienti di sicurezza allo SLU</u>																												
Calcestruzzo																												
α_{cc}	0,85																											
γ_c	1,50																											
f_{cd}	16,60 N/mm ²																											
$f_{ct,eff}$	2,13 N/mm ²	$=f_{ctm} / 1,2$																										
Acciaio																												
γ_s	1,15																											
f_{yd}	391,30 N/mm ²																											
ϵ_{yd}	0,196 %																											
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE																												
		NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]																					
2_SLU_STR		0,0	550,7	11385,99	-1508,99	662,70	-252,41																					
<u>Sezione:</u>																												
				<p><i>Fibre compresse</i></p> <table style="width:100%;"> <tr> <td>$\sigma_{c,max}$</td> <td>14,11</td> <td style="text-align: right;"><i>Superiori</i></td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{s,min}$</td> <td>-391,30</td> <td style="text-align: right;">N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{c,max}$</td> <td>0,35</td> <td style="text-align: right;">N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{s,min}$</td> <td>-2,31</td> <td style="text-align: right;">%</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>633,00</td> <td style="text-align: right;">%</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>83,36</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> <tr> <td>x/d</td> <td>0,13</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> </table>				$\sigma_{c,max}$	14,11	<i>Superiori</i>	$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²	$\epsilon_{c,max}$	0,35	N/mm ²	$\epsilon_{s,min}$	-2,31	%	d	633,00	%	x	83,36	mm	x/d	0,13	mm
$\sigma_{c,max}$	14,11	<i>Superiori</i>																										
$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²																										
$\epsilon_{c,max}$	0,35	N/mm ²																										
$\epsilon_{s,min}$	-2,31	%																										
d	633,00	%																										
x	83,36	mm																										
x/d	0,13	mm																										
<u>Dominio M-N</u>																												

16.8.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO				
Calcestruzzo				C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}			30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}			24,9 Mpa
ACCIAIO				
Tipologia				B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento				450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE				
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c			1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}			0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s			1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			1000 mm
Altezza	h			700 mm
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]
strato1		5	16	64
strato2		0	0	0
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	A _s			1005 mm ²
Posizione della barra equivalente	c*			64 mm
SOLLECITAZIONI				
Load Case				1_SLU_STR
Frame				
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}			0 kN
Taglio	V _{Ed}			103,068 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Altezza utile della sezione	d			636 mm
Coefficiente	k			1,56
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l			0,16%
Tensione assiale media	σ _{cp}			0,00 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}			2,82 N/mm ²
	v _{min}			0,34 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}			216,59 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V _{rd}			216,59 kN
Verifica				0,48 <u>Verifica soddisfatta</u>

Non è necessario prevedere armatura a taglio.

16.8.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)						
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Ordinarie							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	α_c / f_{ck}	α_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,45	0,80	11,21	360,00				
Caratteristica	0,60	0,80	14,94	360,00				
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	24,90	450,00				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	w_d	w_{lim}	MO - Mf	
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]	
Quasi permanente	QP 1		0,0	312,6	0,257	0,300	208,09	-
Frequente	FR 2		0,0	376,1	0,335	0,400	203,50	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$	
			[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Quasi permanente	QP 1		0,0	322,9	-5,50	198,38	-54,09	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR 2		0,0	408,2	-10,26	243,05	-31,30	Sezione parzializzata



16.8.2. Piedritto

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C30/37			
R_{ck}	37,00 N/mm ²			
f_{ck}	30,71 N/mm ²			
f_{cm}	38,71 N/mm ²			
f_{ctm}	2,94 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	2,06 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,82 N/mm ²			
f_{ctm}	3,53 N/mm ²			
E_{cm}	33019,43 N/mm ²			
E_{c2}	0,200 %			
E_{c3}	0,175 %			
E_{c4}	0,070 %			
E_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportament	EL-PL			
$k = (f_y/f_{yk})_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
E_{su}	7,500 %			
Coefficiente di omogeneizzazione:				
n, breve termine	5,77 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,02			
n, lungo termine =	11,64 = E_s/E_{cm}			
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm}	lungo termine		
n, verifiche FR	11,6 = E_s/E_{cm}	medio termine		
n, verifiche CAR	5,8 = E_s/E_{cm}	breve termine		
n, verifiche SLD	5,8 = E_s/E_{cm}	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	600 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
1	5	16	72	1005,3096
2	8	22	525	2850,9953
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
superiore	5	16	56	1005,3096
inferiore	5	16	544	1005,3096



16.8.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA																												
<u>Coefficienti di sicurezza allo SLU</u>																												
Calcestruzzo																												
α_{cc}	0,85																											
γ_c	1,50																											
f_{cd}	20,47 N/mm ²																											
$f_{ct,eff}$	2,45 N/mm ²	$=f_{ctm} / 1,2$																										
Acciaio																												
γ_s	1,15																											
f_{yd}	391,30 N/mm ²																											
ϵ_{yd}	0,196 %																											
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE																												
	Combinazione	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]																					
	2_SLU_STR	71,4	516,8	11950,39	-1508,99	565,25	-237,31																					
<u>Sezione:</u>																												
				<p><i>Fibre compresse</i></p> <table style="width:100%;"> <tr> <td>$\sigma_{c,max}$</td> <td>17,40</td> <td style="text-align: right;"><i>Superiori</i></td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{s,min}$</td> <td>-391,30</td> <td style="text-align: right;">N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{c,max}$</td> <td>0,35</td> <td style="text-align: right;">N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{s,min}$</td> <td>-1,96</td> <td style="text-align: right;">%</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>525,00</td> <td style="text-align: right;">%</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>79,53</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> <tr> <td>x/d</td> <td>0,15</td> <td style="text-align: right;">mm</td> </tr> </table>				$\sigma_{c,max}$	17,40	<i>Superiori</i>	$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²	$\epsilon_{c,max}$	0,35	N/mm ²	$\epsilon_{s,min}$	-1,96	%	d	525,00	%	x	79,53	mm	x/d	0,15	mm
$\sigma_{c,max}$	17,40	<i>Superiori</i>																										
$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm ²																										
$\epsilon_{c,max}$	0,35	N/mm ²																										
$\epsilon_{s,min}$	-1,96	%																										
d	525,00	%																										
x	79,53	mm																										
x/d	0,15	mm																										
<u>Dominio M-N</u>																												

16.8.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO			
Calsse calcestruzzo			C30/37
Resistenza cubica caratteristica	Rck		37,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}		30,71 Mpa
ACCIAIO			
Tipologia			B450C
Reisitenza caratteristica allo snervamento			450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE			
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c		1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}		0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s		1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.			
Base	b		1000 mm
Altezza	h		600 mm
<i>Barre tese</i>	<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>
strato1	5	16	72
strato2	0	0	0
strato3	0	0	0
strato4	0	0	0
strato5	0	0	0
Area barre tese	A _s		1005 mm ²
Posizione della barra equivalente	c*		72 mm
SOLLECITAZIONI			
Load Case			2_SLU_STR
Frame			
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}		68,75 kN
Taglio	V _{Ed}		237,88 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO			
Altezza utile della sezione	d		528 mm
Coefficiente	k		1,62
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l		0,19%
Tensione assiale media	σ _{cp}		0,11 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}		3,48 N/mm ²
	v _{min}		0,40 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}		219,35 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}		219,35 kN
Verifica			1,08 <i>E' necessario prevedere armatura a taglio</i>
ARMATURA A TAGLIO			
Diametro staffe	φ		10 mm
Numero braccia	n		5
Passo staffe	s		200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	α		90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ		45 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ _{min}		21,80 °
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO			
Coefficiente di riduzione per fessurazione	v ₁		0,5
Resistenza cilindrica di progetto	f _{cd}		17,40233333 N/mm ²
Area armatura a taglio	A _{st}		392,70 mm ²
	σ _{cp} /f _{cd}		0,006584366
Coefficiente di interazione	α _{cw}		1,006584366
Resistenza a taglio per rottura delle armature	V _{rd,s}		365,11 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	V _{rd,c}		2081,01 kN
Resistenza al taglio	V_{rd}		365,11 kN
Verifica			0,65 <i>Verifica soddisfatta</i>

16.8.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)							
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	Ordinarie								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	Poco sensibile								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
Combinazione	α_c / f_{ck}	α_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]					
Quasi Permanente	0,45	0,80	13,82	360,00					
Caratteristica	0,60	0,80	18,43	360,00					
Stato Limite di Danno	1,00	1,00	30,71	450,00					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	w_d	w_{lim}	MO - Mf		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Quasi permanente	QP 1		68,8	277,3	0,264	0,300	183,76	-	
Frequente	FR 2		68,8	334,0	0,346	0,400	177,10	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Quasi permanente	QP 1		71,4	304,6	-7,17	216,52	-63,16	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR 2		71,4	385,1	-13,45	265,56	-30,51	Sezione parzializzata	

17. PIASTRA SP. 25CM

17.1. Analisi dei carichi

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

17.1.1. *Peso proprio strutture*

- soletta superiore $S_s \times \gamma_{c.a.} = 0.25 \times 25.00 = 6.25 \text{ kN/m}^2$

17.1.2. *Carichi permanenti portati*

Si un ricoprimento pari a 20 cm.

peso ricoprimento $H_{ric} \times \gamma_{ric} = 0.2 \times 20.00 = 4.00 \text{ kN/m}^2$

17.1.3. *Sovraccarico accidentale*

Il sovraccarico accidentale è assunto pari a 10 kN/m².

17.2. Calcolo delle sollecitazioni

Le combinazioni di carico sono effettuate combinando tra loro i singoli casi di carico come indicato dalla normativa.

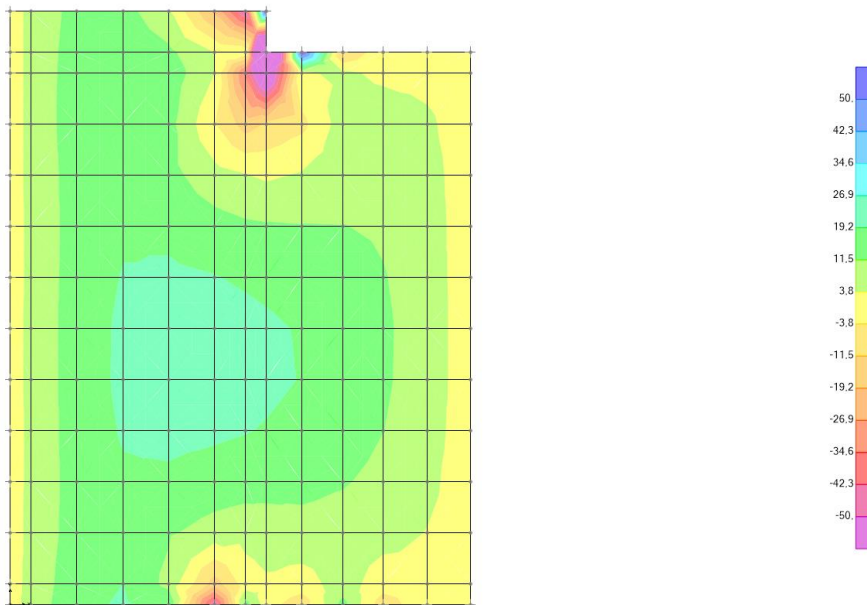
17.3. Verifiche di resistenza ultima e in esercizio

17.3.1. Momento SLU – verifica allo SLU

Armatura di base (1+1)φ12/20 → $M_{Rd} = 49.0$ kNm/m

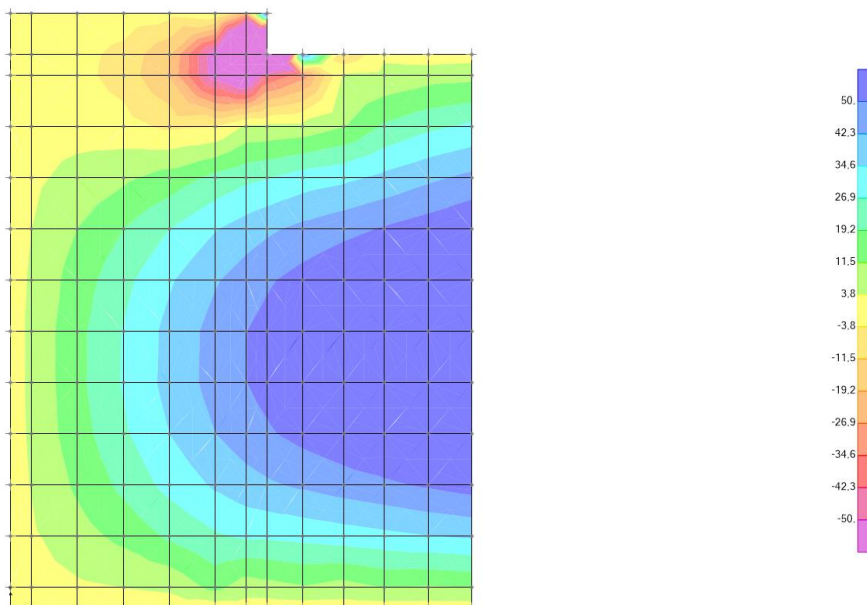
Armatura di base (1+1)φ12/20 + infittimento 1φ12/20 inferiore → $M_{Rd} = 80.0$ kNm/m

Resultant M11 Diagram (SLU)



232.05, MAX=68.267, Right Click on any Area Element for detailed diagram

Resultant M22 Diagram (SLU)

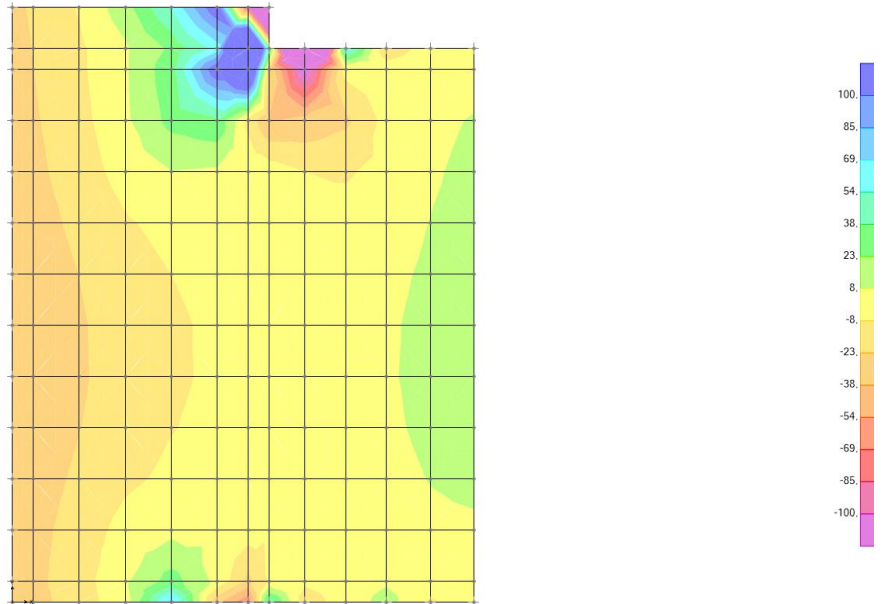


430.627, MAX=71.535, Right Click on any Area Element for detailed diagram

17.4. Taglio SLU – verifica allo SLU

Armatura di base (1+1) ϕ 12/20 $\rightarrow V_{Rd} = 105.0$ kNm/m

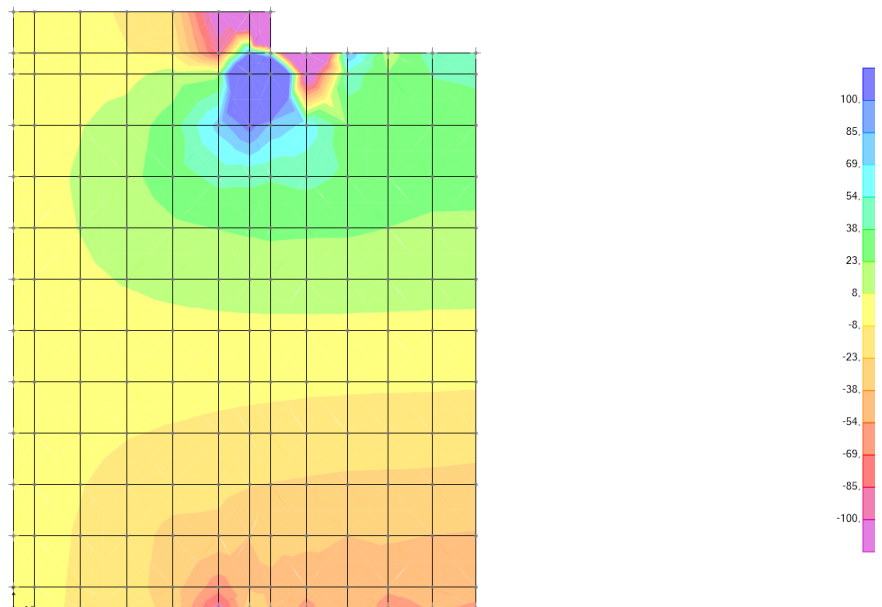
Resultant V13 Diagram (SLU)



960.867, MAX=653.512, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Resultant V23 Diagram (SLU)



-1217.956, MAX=861.997, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

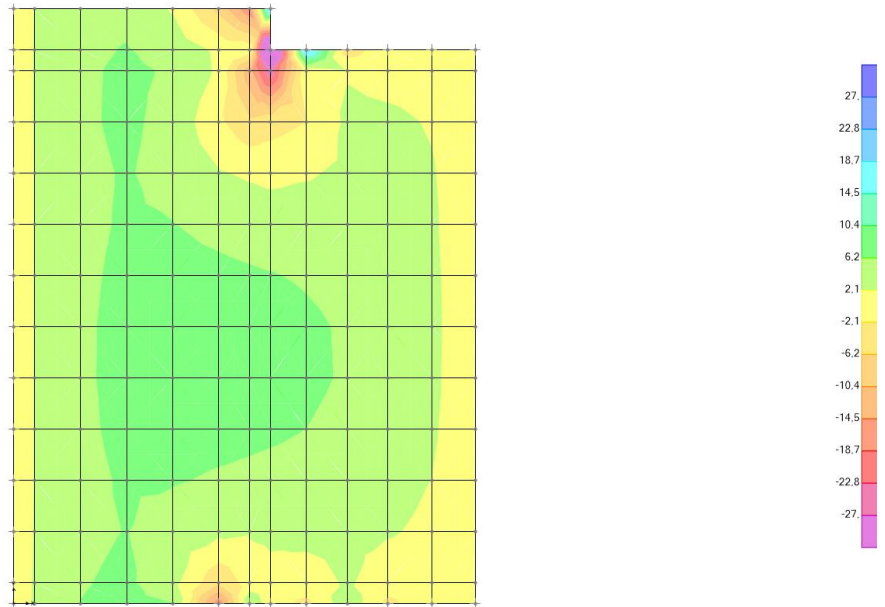
Le porzioni con sollecitazione maggiore al valore di V_{rd} risultano limitate ad aree di dimensione inferiore all'altezza utile della sezione e sono dovute principalmente ad effetti locali legati alla modellazione numerica. Le verifiche si ritengono quindi soddisfatte.

17.5. Momento QP – verifica tensioni e fessurazione

Armatura di base (1+1) ϕ 12/20 \rightarrow $M_{Rd,QP} = 27.0$ kNm/m

Armatura di base (1+1) ϕ 12/20 + infittimento 1 ϕ 12/20 inferiore \rightarrow $M_{Rd,QP} = 50.0$ kNm/m

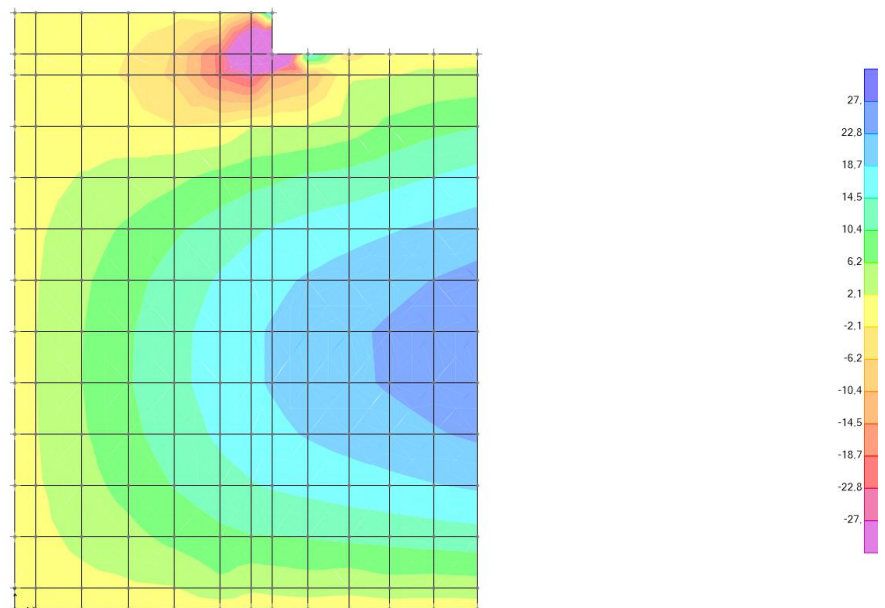
Resultant M11 Diagram (QP)



33.964, MAX=24.702, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Resultant M22 Diagram (QP)



155.817, MAX=25.884, Right Click on any Area Element for detailed diagram

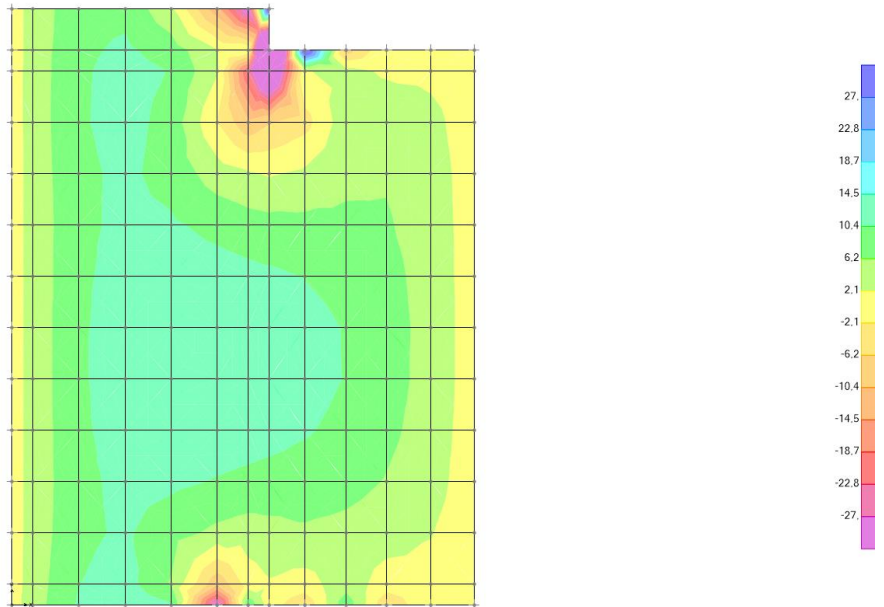
GLOBAL KN, m, C

17.6. Momento FR – verifica fessurazione

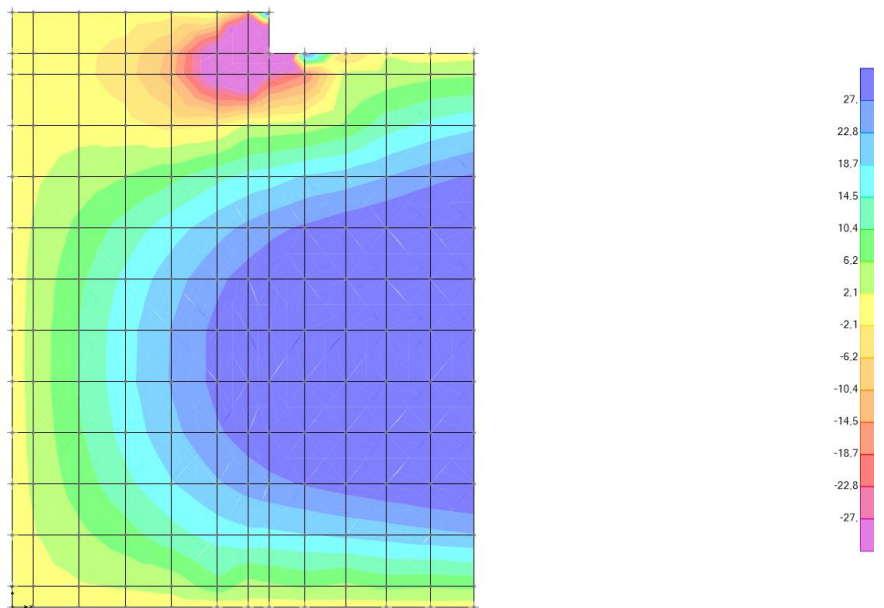
Armatura di base (1+1) ϕ 12/20 $\rightarrow M_{Rd,FR} = 32.0$ kNm/m

Armatura di base (1+1) ϕ 12/20 + infittimento 1 ϕ 12/20 inferiore $\rightarrow M_{Rd,FR} = 65.0$ kNm/m

Resultant M11 Diagram (FR)



Resultant M22 Diagram (FR)

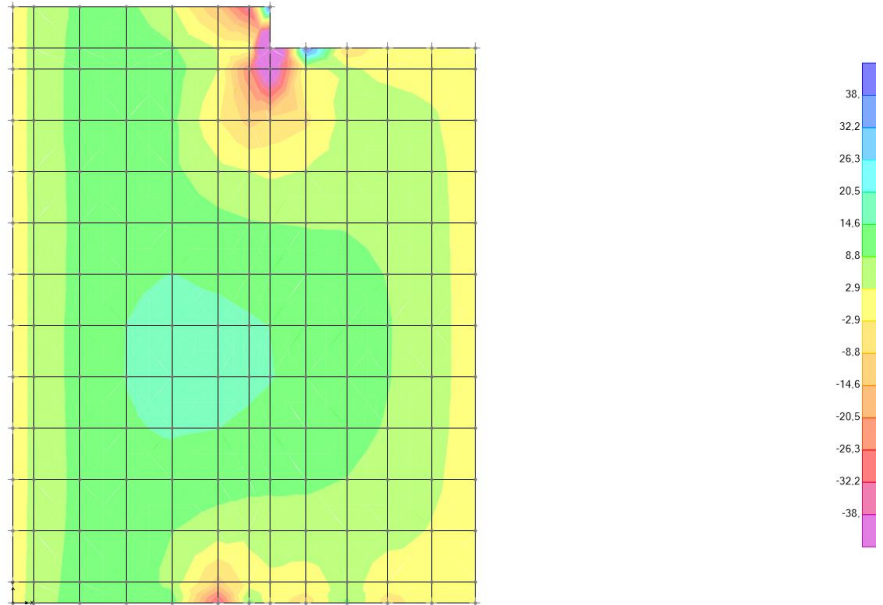


17.1. Momento CAR – verifica tensioni

Armatura di base (1+1) ϕ 12/20 \rightarrow $M_{Rd,CAR} = 38.0$ kNm/m

Armatura di base (1+1) ϕ 12/20 + infittimento 1 ϕ 12/20 inferiore \rightarrow $M_{Rd,CAR} = 70.0$ kNm/m

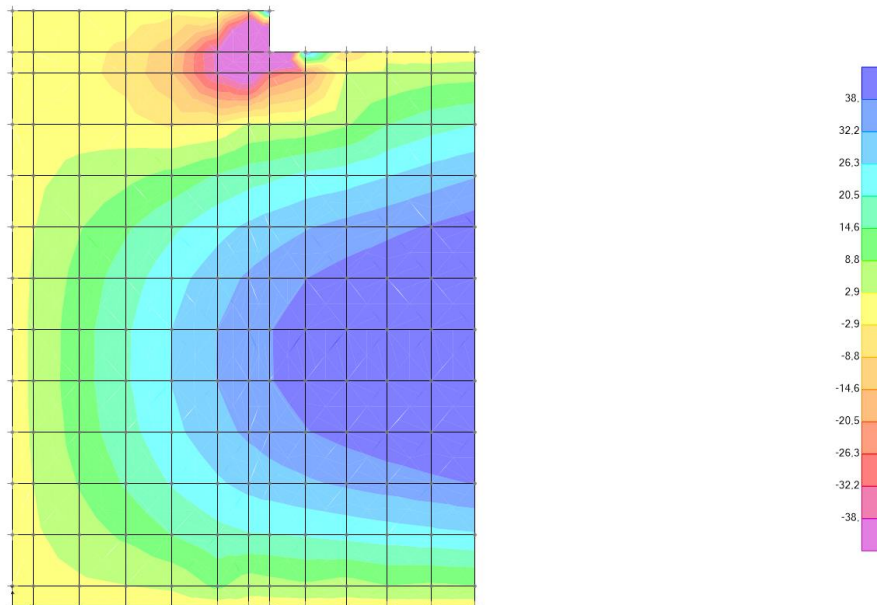
Resultant M11 Diagram (CAR)



165.895, MAX=48.805, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN.m.C

Resultant M22 Diagram (CAR)



307.861, MAX=51.141, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN.m.C

18. PIASTRA SP. 60CM

18.1. Analisi dei carichi

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

18.1.1. *Peso proprio strutture*

- soletta superiore $S_s \times \gamma_{c.a.} = 0.60 \times 25.00 = 15.00 \text{ kN/m}^2$

18.1.2. *Carichi permanenti portati*

Si un ricoprimento pari a 190 cm.

peso ricoprimento $H_{ric} \times \gamma_{ric} = 1.9 \times 20.00 = 38.00 \text{ kN/m}^2$

18.1.3. *Sovraccarico accidentale*

Il sovraccarico accidentale è assunto pari a 10 kN/m^2 .

18.2. Calcolo delle sollecitazioni

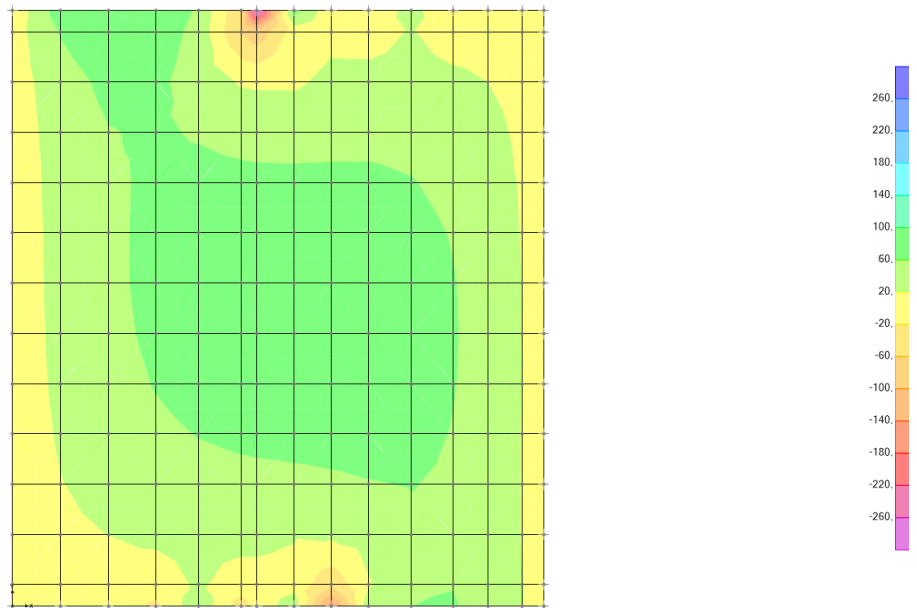
Le combinazioni di carico sono effettuate combinando tra loro i singoli casi di carico come indicato dalla normativa.

18.3. Momento SLU – verifica allo SLU

Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 $\rightarrow M_{Rd} = 260.0$ kNm/m

Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 + infittimento 1 ϕ 18/40 inferiore $\rightarrow M_{Rd} = 380.0$ kNm/m

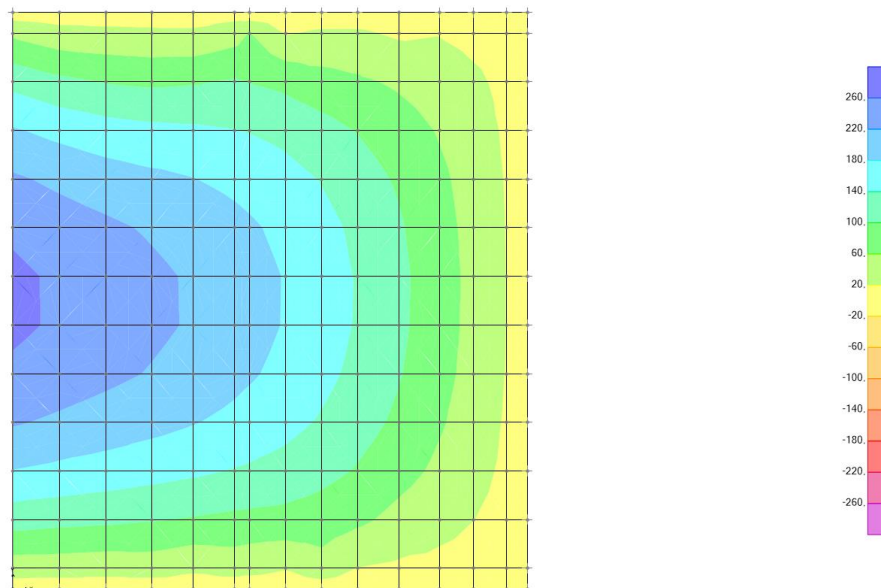
Resultant M11 Diagram (SLU)



289.892, MAX=101.204, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Resultant M22 Diagram (SLU)



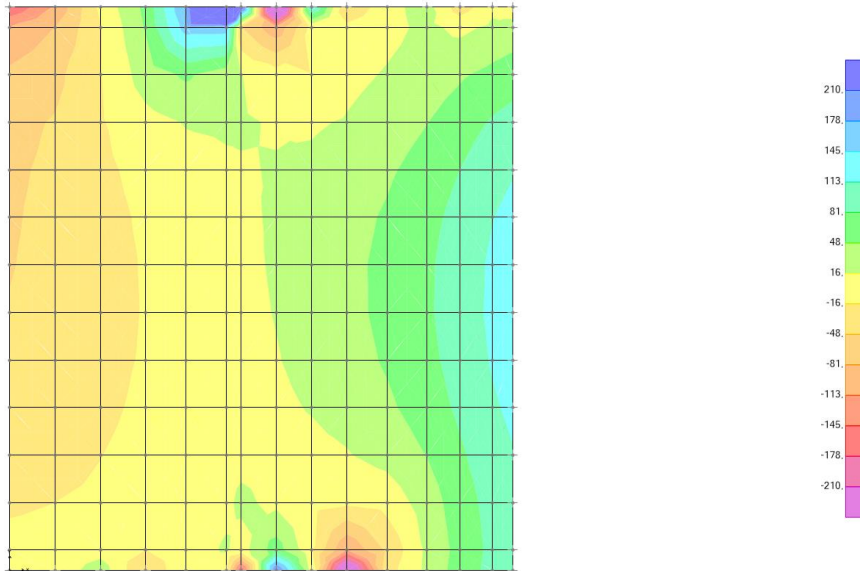
6.953, MAX=267.884, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

18.4. Taglio SLU – verifica allo SLU

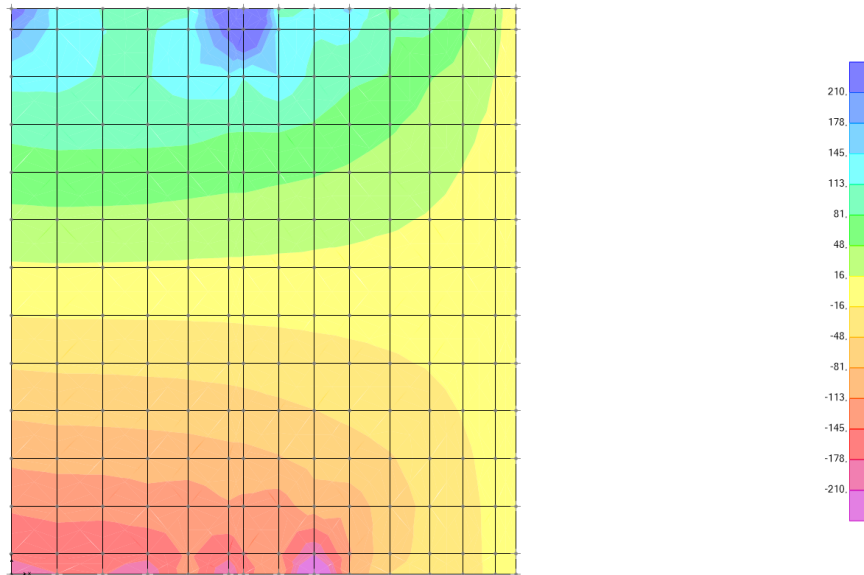
Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 $\rightarrow V_{Rd} = 210.0$ kNm/m

Resultant V13 Diagram (SLU)



371.107, MAX=1482.321, Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Resultant V23 Diagram (SLU)



308.257, MAX=534.733, Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

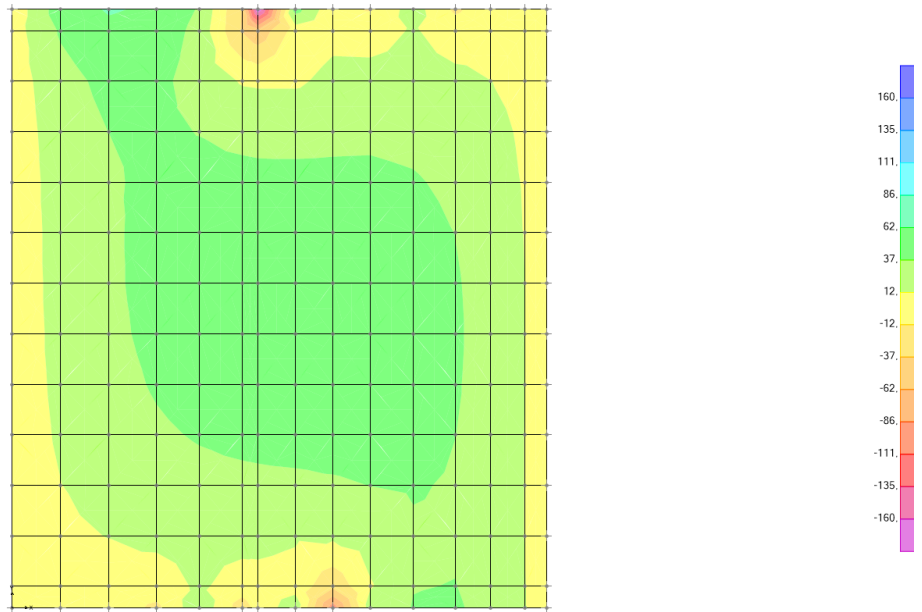
Le porzioni con sollecitazione maggiore al valore di V_{Rd} risultano limitate ad aree di dimensione inferiore all'altezza utile della sezione e sono dovute principalmente ad effetti locali legati alla modellazione numerica. Le verifiche si ritengono quindi soddisfatte.

18.5. Momento QP – verifica tensioni e fessurazione

Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 $\rightarrow M_{Rd,QP} = 160.0$ kNm/m

Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 + infittimento 1 ϕ 18/20 inferiore $\rightarrow M_{Rd,QP} = 205.0$ kNm/m

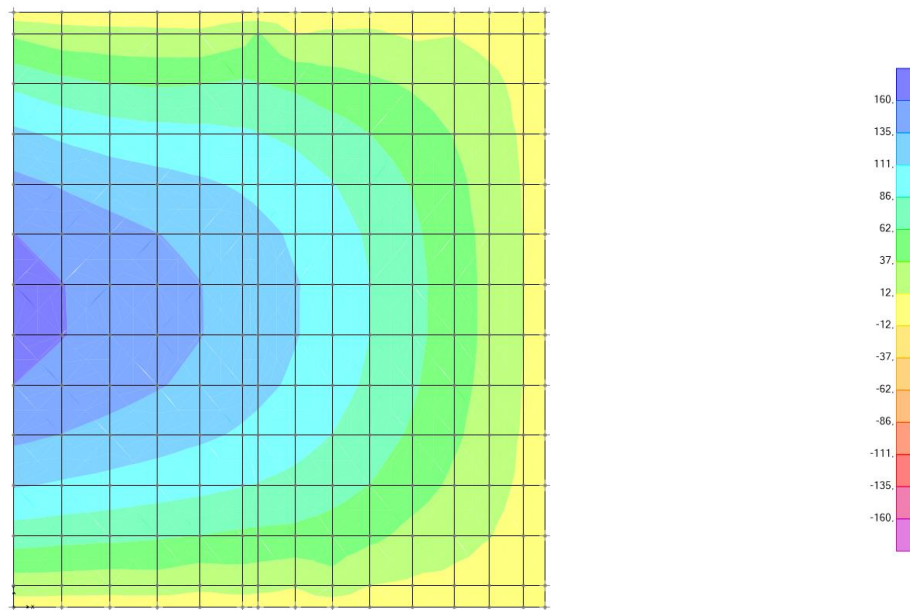
36 Resultant M11 Diagram (QP)



.181.171 MAY-21 03:00 Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

36 Resultant M22 Diagram (QP)



4.392, MAX=169.221, Right Click on any Area Element for detailed diagram

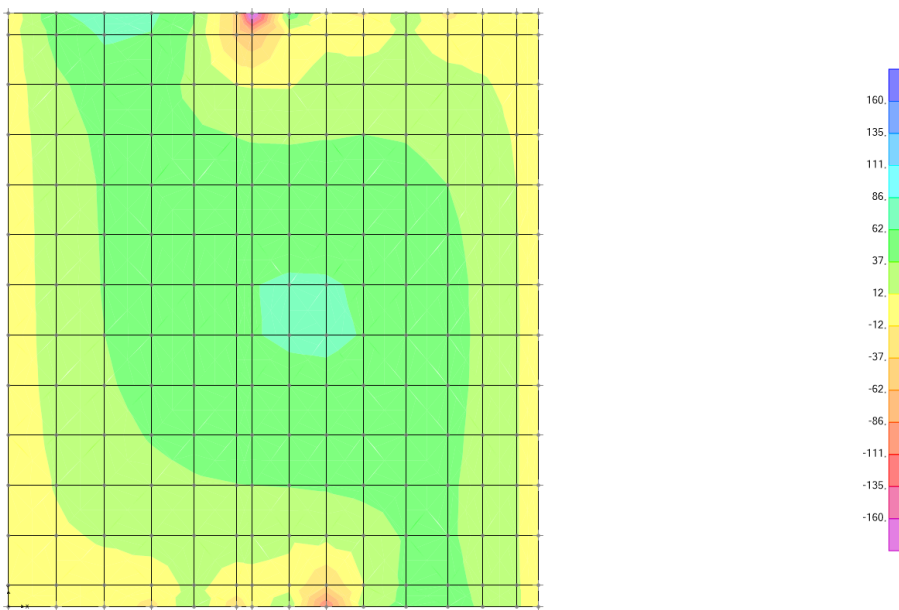
GLOBAL KN, m, C

18.6. Momento FR – verifica fessurazione

Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 $\rightarrow M_{Rd,FR} = 160.0$ kNm/m

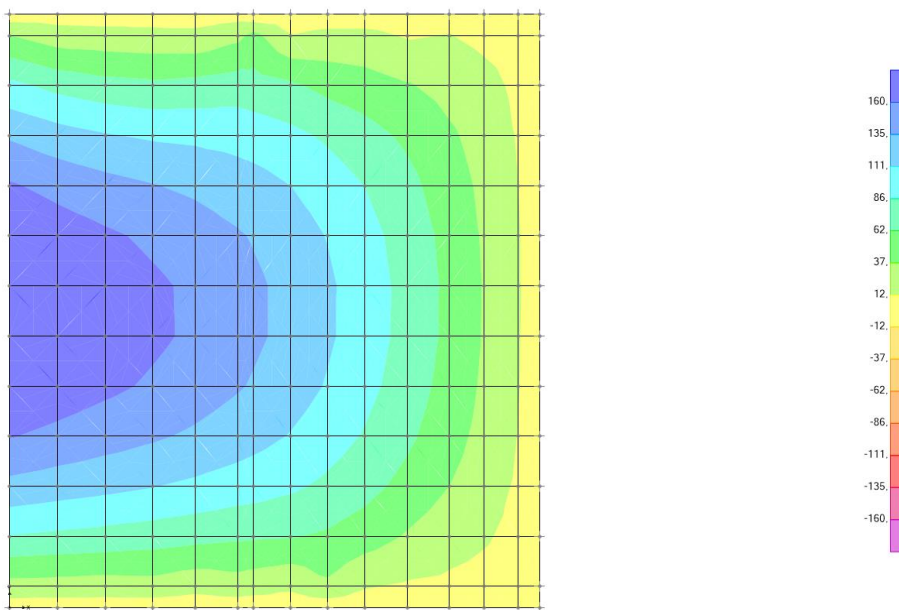
Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 + infittimento 1 ϕ 18/20 inferiore $\rightarrow M_{Rd,FR} = 260.0$ kNm/m

Resultant M11 Diagram (FR)



209.039, MAX=72.978, Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Resultant M22 Diagram (FR)



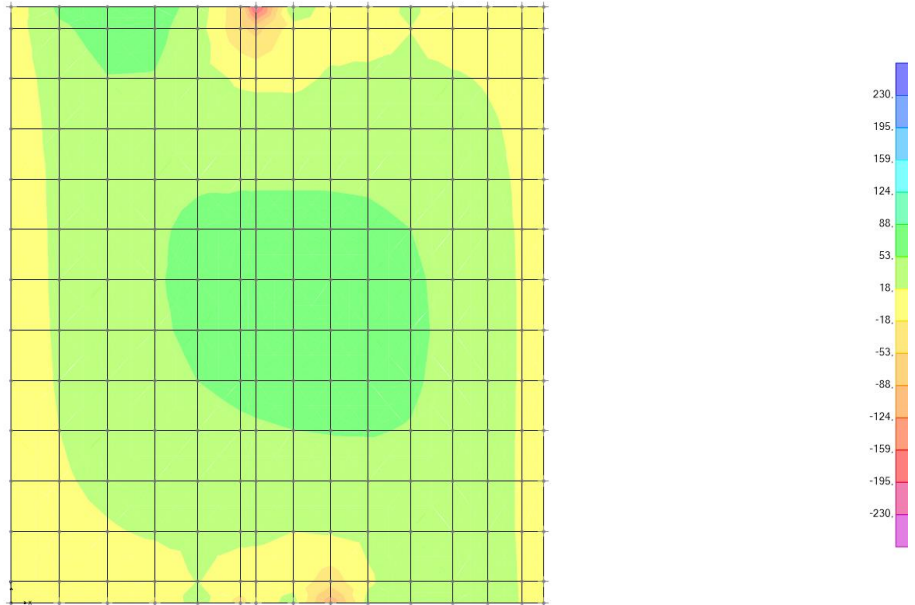
5.014, MAX=193.169, Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

18.7. Momento CAR – verifica tensioni

Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 $\rightarrow M_{Rd,CAR} = 230.0$ kNm/m

Armatura di base (1+1) ϕ 18/20 + infittimento 1 ϕ 18/20 inferiore $\rightarrow M_{Rd,CAR} = 340.0$ kNm/m

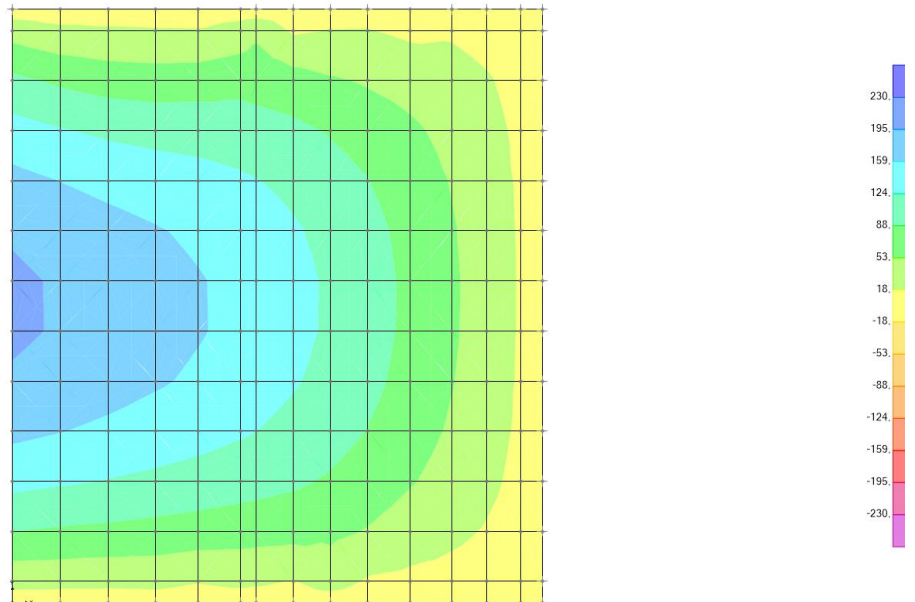
Resultant M11 Diagram (CAR)



217.678, MAX=75.993, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Resultant M22 Diagram (CAR)



5.221, MAX=201.152, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C