

Città
metropolitana
di Milano

Westfield

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103
"ANTICA DI CASSANO"
1° LOTTO - 2° STRALCIO
TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO elaborato : OPERE D'ARTE MINORI Relazione di calcolo attraversamento AT02				Cod. Elaborato: E.08.17
CODICE WM : WM-ERR-TB-00-M2-C-95300				Scala:
	Redatto PALADIN	Controllato VISCHIONI	Approvato RINALDI	Data: Maggio 2015

Revisioni	Redatto	Controllato	Approvato	DATA:
A	PALADIN	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - SETT. 2015
B				
C				
D				

Progettazione :



Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI
Alberto Rinaldi

Visto

Visto

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

.....

.....

INDICE

1.	PREMESSE	5
2.	RIFERIMENTI LEGISLATIVI	7
2.1	Normativa tecnica di riferimento.....	7
2.1.1	Geotecnica.....	7
2.1.2	Materiali	7
2.1.3	Costruzioni in c.a. e acciaio.....	7
2.1.4	Ponti stradali	8
2.1.5	Sismica	8
2.2	Normativa tecnica vigente	8
2.3	Bibliografia e altri riferimenti.....	8
3.	MATERIALI.....	9
3.1	Calcestruzzo.....	9
3.2	Acciaio per armature	10
4.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	11
4.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica	11
4.2	Parametri sismici di base.....	11
4.3	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche.....	12
4.3.1	Coefficiente di amplificazione stratigrafica	12
4.3.2	Coefficiente di amplificazione topografica	12
4.4	Spettri di risposta	13
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	14
5.1	Peso proprio struttura.....	14
5.2	Acqua all'interno della struttura	14
5.3	Azioni termiche	14
5.4	Sovraccarico accidentale.....	14
5.5	Azioni sismiche.....	14
5.6	Spinta del terreno (imbocchi).....	15
5.7	Spinta del sovraccarico sul rilevato (imbocchi).....	15
6.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	16
6.1	Definizione degli stati limite di fessurazione	16
6.2	Condizioni ambientali.....	16
6.3	Sensibilità delle armature alla corrosione	16
6.4	Scelta degli stati limite di fessurazione.....	17
6.5	Verifiche allo stato limite di fessurazione.....	17
6.6	Verifiche delle tensioni in esercizio.....	17
7.	VERIFICA AL CARICO LIMITE (IMBOCCHI).....	18
8.	ANALISI PONTE CANALE	20
8.1	Schema di calcolo	20
8.2	Combinazioni di carico	21
8.3	Sollecitazioni.....	22
8.3.1	Soletta di fondo.....	22
8.3.2	Pareti.....	24
8.3.3	Ali superiori.....	26
8.4	Verifiche di resistenza.....	28
8.4.1	Soletta di fondo.....	28
8.4.2	Pareti.....	34
8.4.3	Ali superiori.....	39
8.4.4	Verifica a taglio anime.....	43
8.4.5	Verifica a taglio ali superiori.....	46
8.4.6	Armatura aggiuntiva agli appoggi	47
9.	ANALISI IMBOCCHI	48
9.1	Geometria	48
9.2	Caratteristiche strati terreno	48
9.3	Condizioni di carico.....	49
9.4	Impostazioni di progetto.....	50
9.5	Descrizione combinazioni di carico.....	51
9.6	Analisi della spinta e verifiche	55

9.7	Inviluppo sollecitazioni nodali.....	57
9.8	Inviluppo pressioni terreno	57
9.9	Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)	58
9.10	Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE).....	59
9.11	Verifiche fessurazione.....	60
9.12	Verifiche geotecniche.....	62

1. PREMESSE

L'oggetto della seguente relazione è l'attraversamento idraulico AT02 previsto nell'ambito dei lavori per il potenziamento della S.P. n. 103 "Antica di Cassano".

L'attraversamento AT02 è costituito da un ponte canale in c.a. di sezione trasversale a π rovescia di altezza totale pari a 2.60 e larghezza interna pari a 1.80 m con spessore pari a 30 cm per il fondo e le anime (comprensivo di eventuali predalles) e pari a 35 cm per le alette di risvolto superiori, avente luce totale pari a \cong 30 m.

La struttura poggia alle estremità su strisce in neoprene armato e inoltre poggia lungo tutto il suo sviluppo per mezzo delle alette di risvolto sulla soletta della galleria GA02 (fra le due strutture viene inserita una striscia di neoprene) all'interno della quale è ricavato.

Alle estremità della struttura sono presenti degli imbocchi costituiti da canali in c.a. aventi dimensioni pari a 2.50 m (larghezza) x 2.30 m (altezza) e spessori strutturali di fondazione e ritti pari a 40 cm.

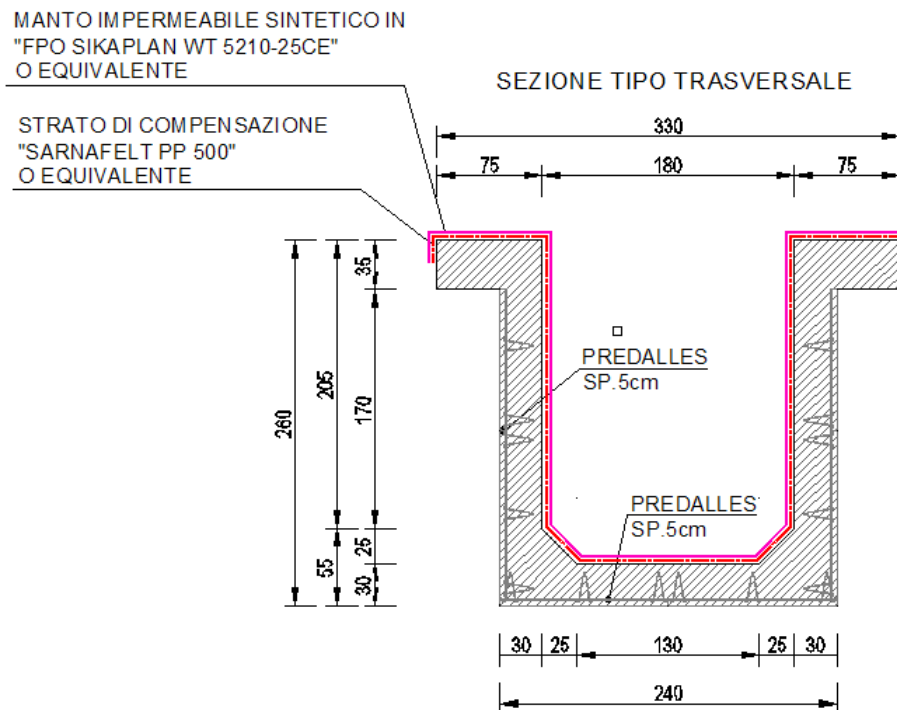
La realizzazione del ponte canale è ipotizzata per mezzo di predalles per ottenere una superficie esterna (il fondo del manufatto rimane a vista) più precisa e levigata senza utilizzo di casseri.

Poiché la fasi esecutive prevedono che il manufatto venga realizzato a terra in quanto lo scavo della galleria viene eseguito successivamente, le predalles non hanno funzione strutturale in fase di getto mentre in fase di esercizio fanno parte integrante degli spessori strutturali¹.

Nel seguito della relazione, riferita ad una fase di progetto esecutivo, sono riportati: le normative di riferimento, l'analisi dei carichi, le sollecitazioni e le verifiche degli elementi principali.

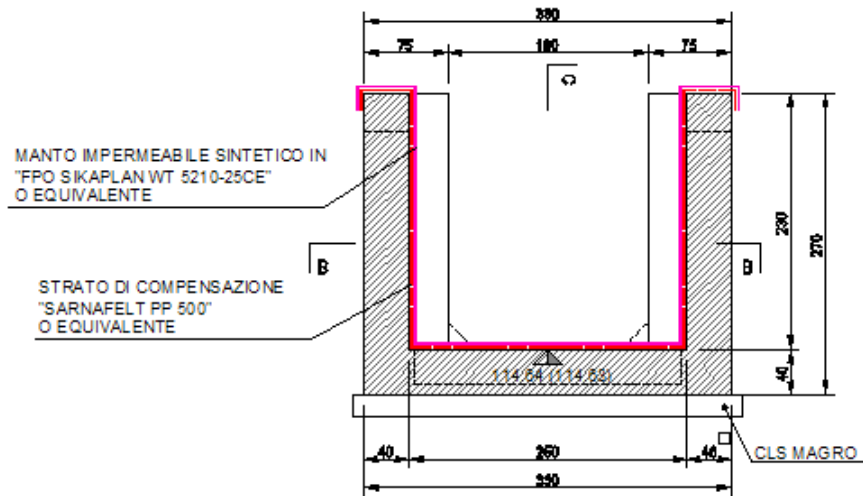
Le azioni considerate nel calcolo sono quelle prescritte dalle "Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008". Dal punto di vista sismico l'opera ricade nel comune di Segrate.

Si riportano di seguito le geometrie principali delle strutture, per le geometrie dettagliate dei manufatti si rimanda agli elaborati grafici di progetto.



Sezione trasversale ponte canale

¹ In favore di sicurezza nel dimensionamento e nelle verifiche del manufatto si considera lo spessore delle predalles ma vengono trascurate le armature di tali elementi.



Sezione trasversale canale di imbocco

2. RIFERIMENTI LEGISLATIVI

Si riportano nel seguito la normativa tecnica adottata per il dimensionamento delle opere strutturali.

2.1 Normativa tecnica di riferimento

2.1.1 *Geotecnica*

- Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 “Istruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. 11.03.1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” ed. maggio 1993.
- Associazione Geotecnica Italiana [1984] - “Raccomandazioni sui pali di fondazione”
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”.

2.1.2 *Materiali*

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 10025-2 aprile 2005 – “Prodotto laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali”.
- UNI EN 1461 luglio 2009 – “Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli d’acciaio – Specificazioni e metodi di prova”.
- UNI EN 14399-4 marzo 2007 – “Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato – Parte 4: Sistema HV – Assieme vite e dado esagonali”.
- UNI EN 14399-6 aprile 2015 – “Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato – Parte 6: Rondelle piane bisellate”.

2.1.3 *Costruzioni in c.a. e acciaio*

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 3 Dicembre 1987 - “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- D.M. 09.01.1996 - “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- D.M. 16.01.1996 - “Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- Istruzioni CNR-UNI 10011/97 – “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- Istruzioni CNR 10030/87 – “Anime irrigidite di travi a parete piena”
- Istruzioni CNR-UNI 10016/00 – “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”
- Istruzioni CNR 10018-85 – “Apparecchi di appoggio in gomma e in PTFE nelle costruzioni”
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;

- UNI EN 1991 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – “Azioni in generale”;
- UNI EN 1992 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.

2.1.4 Ponti stradali

- D.M. 04/05/1990 - "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali";
- Ministero LL.PP. 25/02/1991 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";
- Istruzioni CNR-DT 207/2008 – “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- UNI EN 1993 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- UNI EN 1994 (Eurocodice 4) – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.

2.1.5 Sismica

- Legge 2 Febbraio 1974 n.64 - “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture - Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 - “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale” GU 146 del 25/06/1998
- Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l’individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”
- Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”
- Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

2.2 Normativa tecnica vigente

- D.M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare LL.PP. n°617 del 02/02/2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008) - “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”.

2.3 Bibliografia e altri riferimenti

- Lancellotta R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- Migliacci – F. Mola – “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.” - Masson Italia Editori 1985
- C. Cestelli Guidi - “Geotecnica e tecnica delle fondazioni” - Ulrico Hoepli Editore 1987
- R. Lancellotta – “Geotecnica” - Edizioni Zanichelli 1987
- Bowles J.E.: “Foundations Analysis and Design” 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988
- Bustamante M., Ganeselli L. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione del ponte canale si prevede l'utilizzo di calcestruzzo con classe di resistenza C 32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$		40.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	=	33.20 N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	41.20 N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	33642.78 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	=	2.17 N/mm ²
Classe di esposizione			XF2
Contenuto minimo di cemento			340 kg/m ³
Diametro massimo degli inerti			16 mm
Slump			S4
Contenuto max aria			3.0%
Classe di contenuto in cloruri			0.2
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$		1.50 --
Coefficiente parziale di sicurezza (per prefabbr. con contr. qualità)	$\gamma_{C,pr} =$		1.40 --
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$		0.85 --
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	=	18.81 N/mm ²
Resistenza a compressione di calcolo (per prefabbr. con contr. qualità)	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_{C,pr}$	=	20.16 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	=	1.45 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo (per prefabbr. con contr. qualità)	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_{C,pr}$	=	1.55 N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	=	19.92 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	=	14.94 N/mm ²

Per la realizzazione degli imbrocchi si prevede l'utilizzo di calcestruzzo con classe di resistenza C 25/30 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$		30.00	N/mm^2
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	$=$	25	N/mm^2
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	$=$	32.90	N/mm^2
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	$=$	31447	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	$=$	2.56	N/mm^2
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	$=$	1.79	N/mm^2
Classe di esposizione				XC2-XF3
Contenuto minimo di cemento				340 kg/m^3
Diametro massimo degli inerti				16 mm
Slump				S4
Contenuto max aria				3.0%

Caratteristiche del calcestruzzo:

Resistenza caratt. a compressione cubica	$R_{ck} =$	$-$	$=$	30	N/mm^2
Resistenza caratt. a compressione cilindr.	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	$=$	$=$	25	N/mm^2
Resistenza media a compressione cilindr.	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	$=$	$=$	32.90	N/mm^2
Modulo elastico	$E_c = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	$=$	$=$	31447	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	$=$	$=$	2.56	N/mm^2
Resistenza a trazione caratt. (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	$=$	$=$	1.79	N/mm^2

Resistenze di calcolo a SLU:

Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	$-$	$=$	1.50	$-$
Coeff. riduttivo per resist. di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	$-$	$=$	0.85	$-$
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$=$	$=$	14.11	N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	$=$	$=$	1.19	N/mm^2

Resistenze di calcolo a SLE:

Massima compressione (Comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$	$=$	$=$	14.94	N/mm^2
Massima compressione (Comb. Q.P.)	$\sigma_c = 0.45 f_{ck}$	$=$	$=$	11.21	N/mm^2

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

3.2 Acciaio per armature

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

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$		540.00	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$		450.00	N/mm^2
Stato Limite Ultimo				
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$		1.15	$--$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$=$	$=$	391.30 N/mm^2
Stato Limite di Esercizio				
Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	$=$	$=$	360.00 N/mm^2

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione sismica del sito in cui è inserita l'opera in oggetto viene effettuata sulla base delle indicazioni contenute nel D.M. 14/01/2008 (paragrafo 3.2).

I parametri sismici di base sono stati calcolati utilizzando il foglio di calcolo dedicato "Spettri di risposta", fornito dal Consiglio Sup. LL.PP., inserendo come zona geografica il comune di Segrate.

4.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica.

In base alle indicazioni riportate nel paragrafo 2.4 del D.M. 14/01/2008 si scelgono i seguenti parametri di progetto:

Tipo di costruzione	2
Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2.0

Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100$ anni

4.2 Parametri sismici di base

In base alla posizione del sito in esame ed al periodo di riferimento considerato, si ottengono i seguenti parametri sismici di base:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [sec]
SLV	949	0.070	2.646	0.295

dove: T_R = periodo di ritorno associato allo Stato Limite considerato;
 a_g = accelerazione orizzontale massima in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;
 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.

Si eseguono le verifiche allo **SLV** (Stato Limite di salvaguardia della Vita), associato alle verifiche a Stato Limite Ultimo.

4.3 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante un approccio semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento indicate nella Tabella 3.2.II del D.M. 14/01/2008.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360m/s e 800m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180m/s e 360m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

In base alla caratterizzazione geotecnica del sito in cui sorge l'opera in progetto, il sottosuolo di progetto rientra nella **Categoria C**.

4.3.1 Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_S) può essere calcolato in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di Categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008.

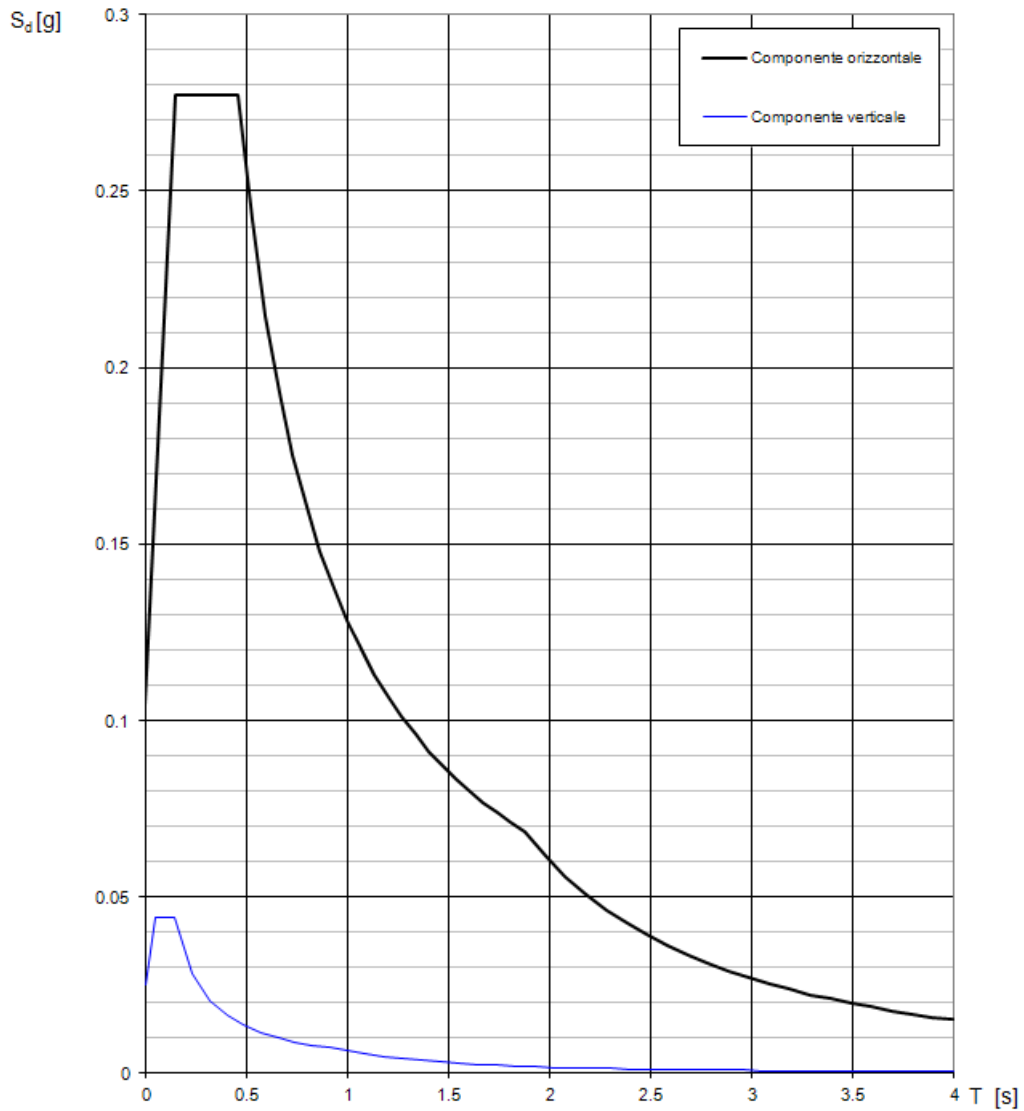
4.3.2 Coefficiente di amplificazione topografica

In accordo con la Tabella 3.2.IV del D.M. 14/01/2008, le caratteristiche topografiche del sito in cui sorge l'opera in progetto rientrano nella **Categoria T1** ("Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ").

4.4 Spettri di risposta

Nella seguente figura viene riportato lo spettro di risposta (componenti orizzontali e verticali) per gli Stati Limite indagati. Nei capitoli relativi a ciascuna tipologia di portale analizzata verranno inserite le tabelle con i relativi modi di vibrare della struttura.

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



5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 Peso proprio struttura

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.00 kN/m³ ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

5.2 Acqua all'interno della struttura

Si è ipotizzato che il ponte canale possa essere pieno d'acqua per un'altezza pari a 2.30 m generando un carico verticale sulla soletta di fondo e la relativa pressione sulle pareti.

5.3 Azioni termiche

Dato che il manufatto è libero di dilatarsi in quanto poggia su elementi in neoprene non risente degli effetti di Δ termici uniformi. Si considera un gradiente termico di $\pm 5^\circ\text{C}$ per simulare una eventuale differenza di temperatura fra la superficie interna e quella interna della struttura.

Si assume un coefficiente termico di espansione pari a $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$.

5.4 Sovraccarico accidentale

Si ipotizza la presenza di un sovraccarico accidentale pari a 5.0 kN/m (in condizione di canale vuoto) che simula eventuali operazioni di manutenzione del manufatto.

5.5 Azioni sismiche

Nelle combinazioni di carico, conformemente a quanto prescritto dalla normativa, gli effetti sulle strutture sono combinati secondo le seguenti espressioni:

- SLV_X: $1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$
- SLV_Y: $0.30 E_x + 1.00 E_y + 0.30 E_z$
- SLV_Z: $0.30 E_x + 0.30 E_y + 1.00 E_z$

5.6 Spinta del terreno (imbocchi)

Si assume che sui piedritti del canale in c.a. presente alle estremità del ponte canale agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K_0 + p_v \cdot K_0$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 \cdot H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

dove:

γ	=	20.00 kN/m ³	peso terreno per unità di volume
ϕ	=	35°	angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco
K_{0ril}	=	0.426	coefficiente di spinta a riposo del rilevato
p_v	=		pressione verticale agente in corrispondenza della soletta

5.7 Spinta del sovraccarico sul rilevato (imbocchi)

In favore di sicurezza si ipotizza agente sul rilevato ai lati dei ritti degli imbocchi un sovraccarico di valore pari a 20.0 kN/m².

6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

6.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0.0.
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

6.2 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni aggressive con classe di esposizione XF2 (ponte canale) e XC2-XA1 (imbocchi).

6.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

armature sensibili;

armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Di conseguenza le opere in oggetto hanno armature che ricadono nella classificazione "poco sensibili".

6.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_s	Stato limite	w_c
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$< w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formaz. fessure	--	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

6.5 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure (w_m) è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

6.6 Verifiche delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica rara}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

7. VERIFICA AL CARICO LIMITE (IMBOCCHI)

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} K_p \\ N_c &= (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi \\ N_\gamma &= 1.5(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi \end{aligned}$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\begin{aligned} \text{per } \phi=0 \quad s_c &= 0.2 \frac{B}{L} \\ \text{per } \phi>0 \quad s_c &= 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \\ s_q &= 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi \\ s_\gamma &= 1 - 0.4 \frac{B}{L} \end{aligned}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\begin{aligned} \text{per } \phi > 0 \quad d_c &= 1 + 0.4k \\ d_q &= 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k \\ \gamma &= 1 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B'L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta = 0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}})$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \text{tg}\phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \text{tg}\phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_a \text{tg}\phi}\right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2.7\eta \text{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{tg}\phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05\text{tg}\beta)^\circ$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V\text{tg}\delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

8. ANALISI PONTE CANALE

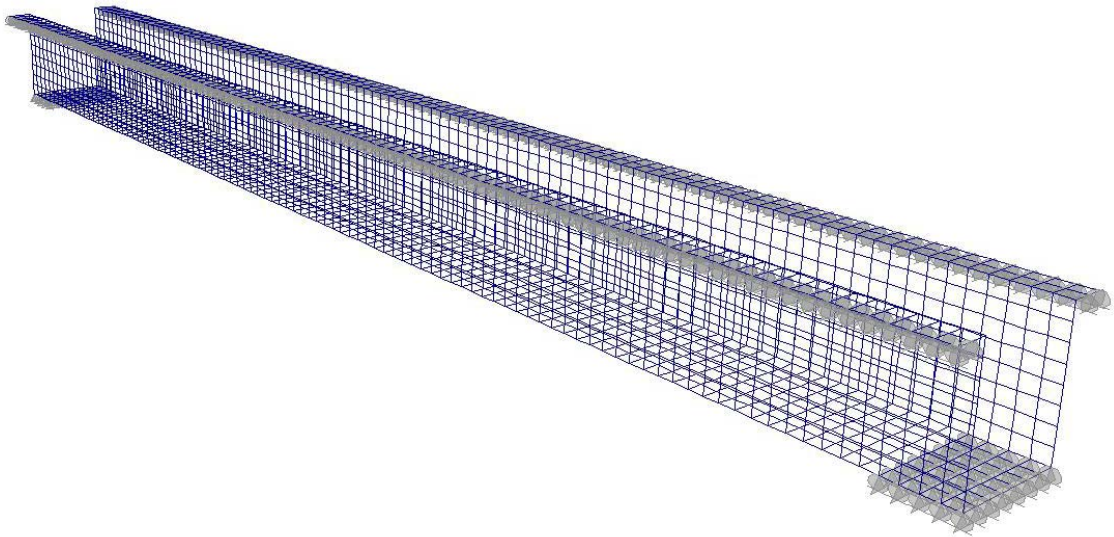
Si riporta di seguito l'analisi e il dimensionamento del ponte canale di sezione trasversale a π rovescia di altezza totale pari a 2.60 m e larghezza interna pari a 1.80 m con spessore pari a 30 cm per il fondo e le anime e pari a 35 cm per le alette di risvolto superiori, avente luce totale pari a \cong 30 m.

8.1 Schema di calcolo

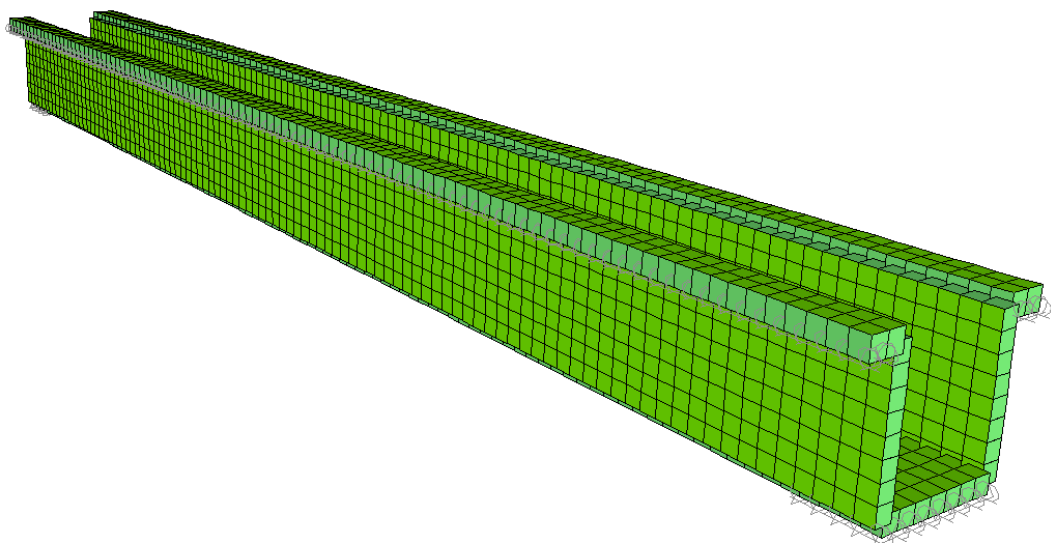
Mediante il programma di calcolo ad elementi finiti SAP2000 Advanced si schematizza la struttura con elementi tipo *shell*.

I vincoli sono costituiti da una serie di appoggi in corrispondenza delle spalle e delle alette di risvolto (poggianti sulla soletta della galleria) della trave a π rovescia.

Per maggiore chiarezza si riportano le seguenti figura.



Vista 3D



Vista 3D estrusa

8.2 Combinazioni di carico

Si riporta di seguito la tabella delle combinazioni di carico analizzate.

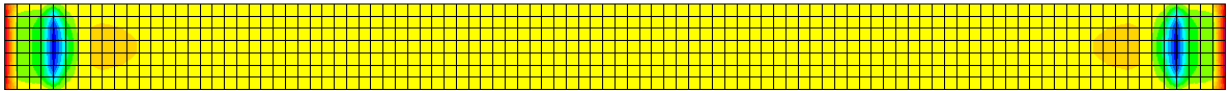
	PP	ACQUA	ACC	TEMP	SLV-X	SLV-Y	SLV-Z
SLU-01	1.35	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-02	1.35	0.00	0.00	-1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-03	1.35	1.50	0.00	0.72	0.00	0.00	0.00
SLU-04	1.35	1.50	0.00	-0.72	0.00	0.00	0.00
SLU-05	1.00	1.00	1.50	0.72	0.00	0.00	0.00
SLU-06	1.00	1.00	1.50	-0.72	0.00	0.00	0.00
SLE-QP01	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-QP02	1.00	0.00	0.00	-0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-FR01	1.00	0.75	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-FR02	1.00	0.75	0.00	-0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-FR03	1.00	0.00	0.75	0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-FR04	1.00	0.00	0.75	-0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-R01	1.00	1.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE-R02	1.00	1.00	0.00	-0.60	0.00	0.00	0.00
SLE-R03	1.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE-R04	1.00	0.00	1.00	-0.60	0.00	0.00	0.00
SLV-01	1.00	0.00	0.00	0.50	1.00	0.00	0.00
SLV-02	1.00	0.00	0.00	-0.50	1.00	0.00	0.00
SLV-03	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	1.00	0.00
SLV-04	1.00	0.00	0.00	-0.50	0.00	1.00	0.00
SLV-05	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00
SLV-06	1.00	0.00	0.00	-0.50	0.00	0.00	1.00

Oltre alle combinazioni sopra riportate si analizzano gli involuipi agli SLU e agli SLE.

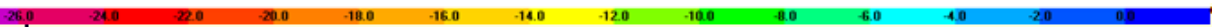
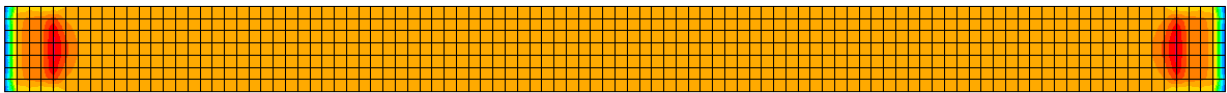
8.3 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le termografie delle sollecitazioni per gli involuopi agli SLU e agli SLE per le varie parti della struttura: soletta di fondo, pareti e ali superiori.

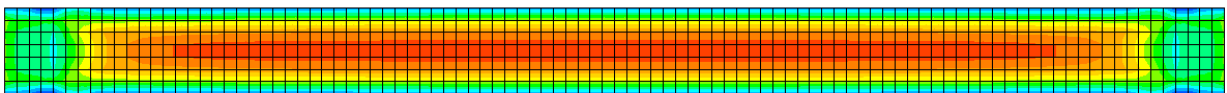
8.3.1 Soletta di fondo



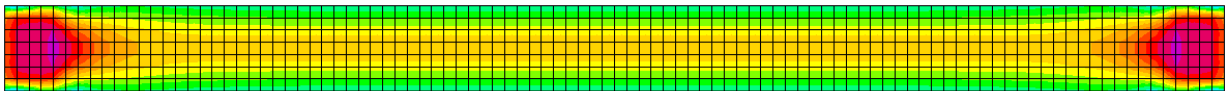
SLU-M11max



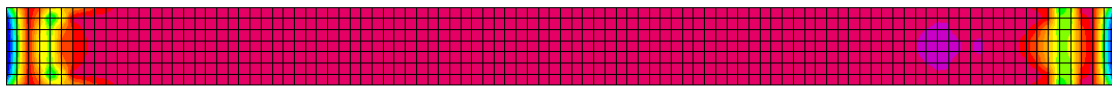
SLU-M11min



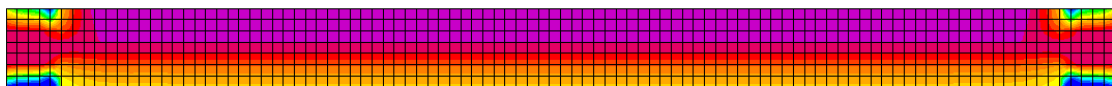
SLU-M22max



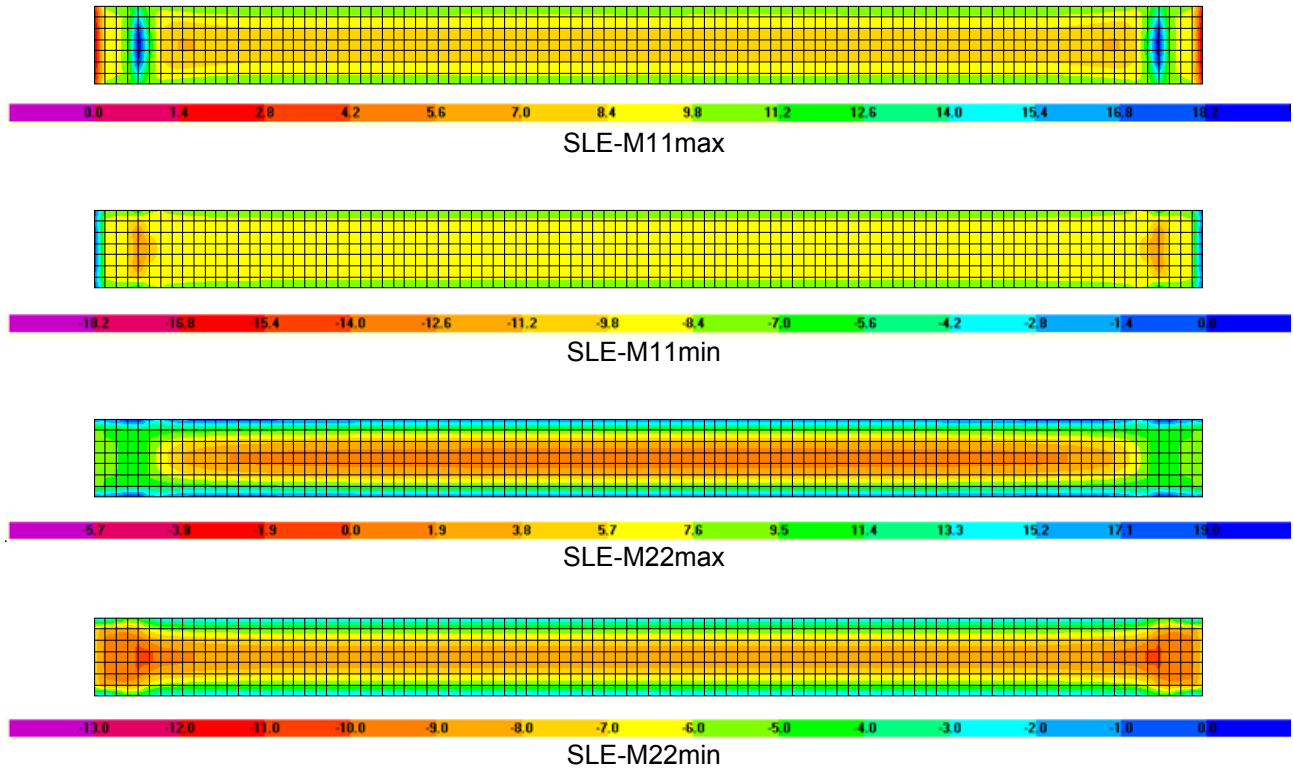
SLU-M22min



SLU-V13



SLU-V23



Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni massime utilizzate nei paragrafi seguenti per le verifiche.

Momenti SLU

Longitudinale

$M_{11max} = 30.0$ kNm/m (estradosso zona appoggio)

$M_{11min} = -24.0$ kNm/m (intradosso zona appoggio)

$M_{11max} = 16.0$ kNm/m (estradosso sezione corrente)

$M_{11min} = -18.0$ kNm/m (intradosso sezione corrente)

Trasversale

$M_{22max} = 26.0$ kNm/m

$M_{22min} = -19.0$ kNm/m

Taglio SLU

$V_{23} = 40.0$ kN/m (sezione corrente in corrispondenza incastro parete-soletta)

$V_{23} = 140.0$ kN/m (sezione di appoggio in corrispondenza incastro parete-soletta)

Momenti SLE

Longitudinale

$M_{11max} = 18.0$ kNm/m (estradosso zona appoggio)

$M_{11min} = -14.0$ kNm/m (intradosso zona appoggio)

$M_{11max} = 8.0$ kNm/m (estradosso sezione corrente)

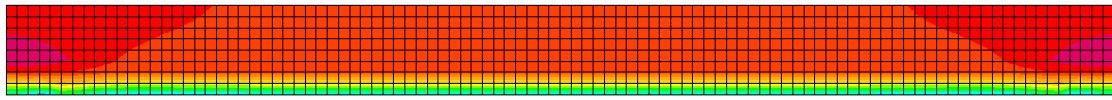
$M_{11min} = -10.0$ kNm/m (intradosso sezione corrente)

Trasversale

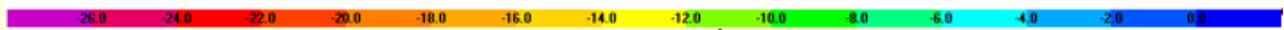
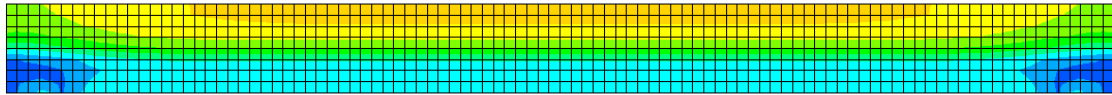
$M_{22max} = 17$ kNm/m

$M_{22min} = -10$ kNm/m

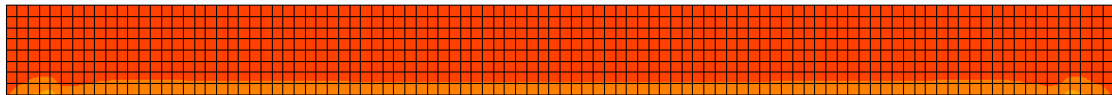
8.3.2 Pareti



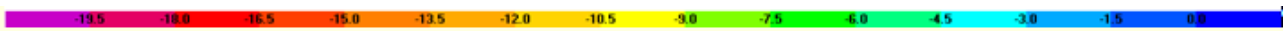
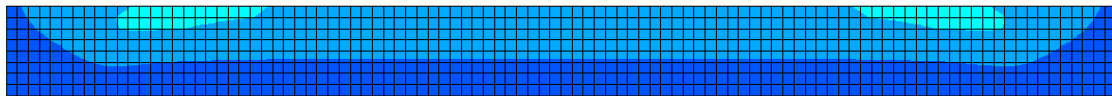
SLU-M11max



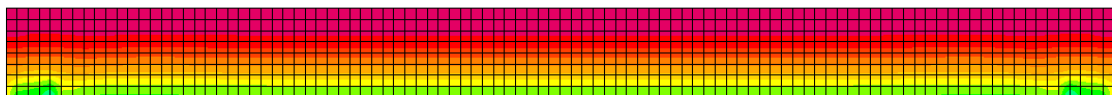
SLU-M11min



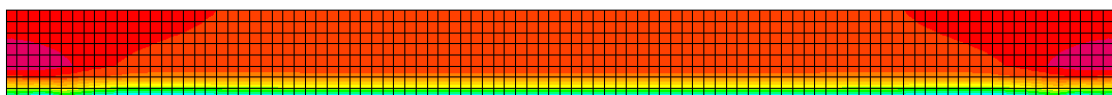
SLU-M22max



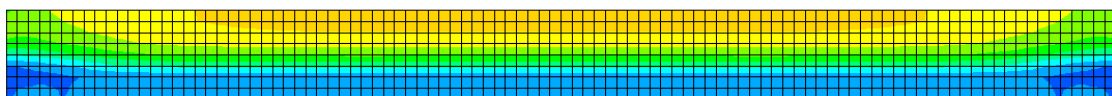
SLU-M22min



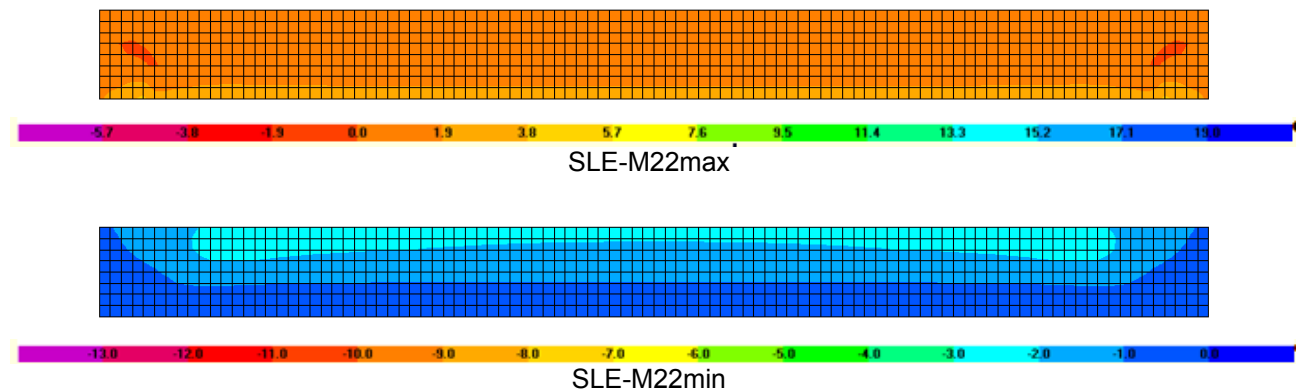
SLU-V13



SLE-M11max



SLE-M11min



Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni massime utilizzate nei paragrafi seguenti per le verifiche.

Momenti SLU

Verticale

$$M_{11\max} = 20.0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11\min} = -16.0 \text{ kNm/m}$$

Orizzontale

$$M_{22\max} = 5.0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22\min} = -3.0 \text{ kNm/m}$$

Taglio SLU

$$V_{13} = 40.0 \text{ kN/m (incastro parete-soletta)}$$

Momenti SLE

Verticale

$$M_{11\max} = 17.0 \text{ kNm/m}$$

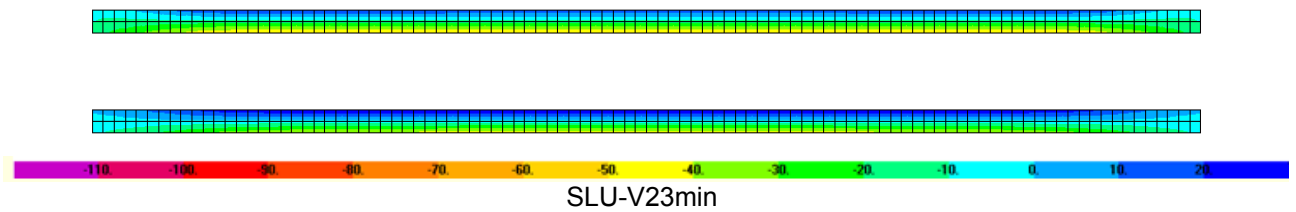
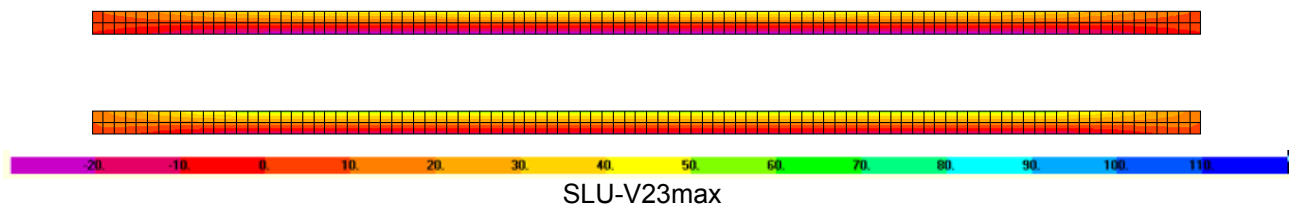
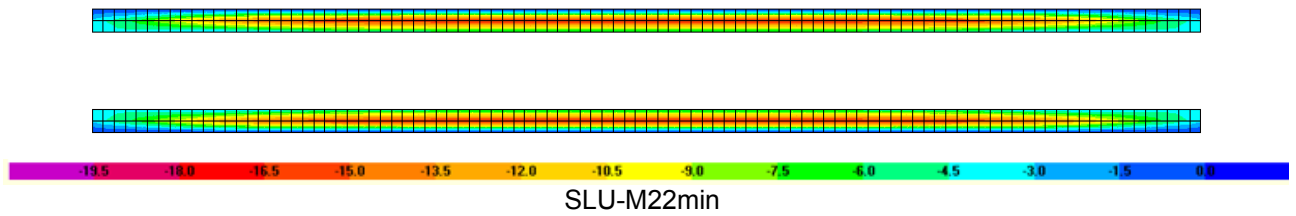
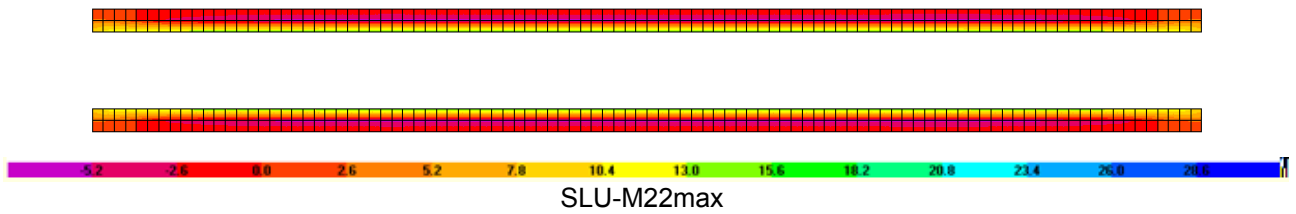
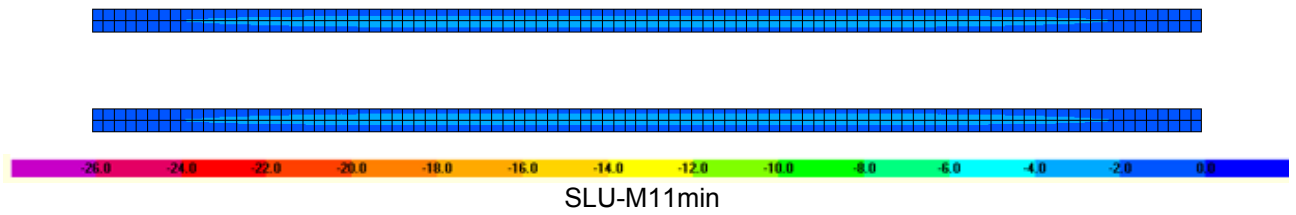
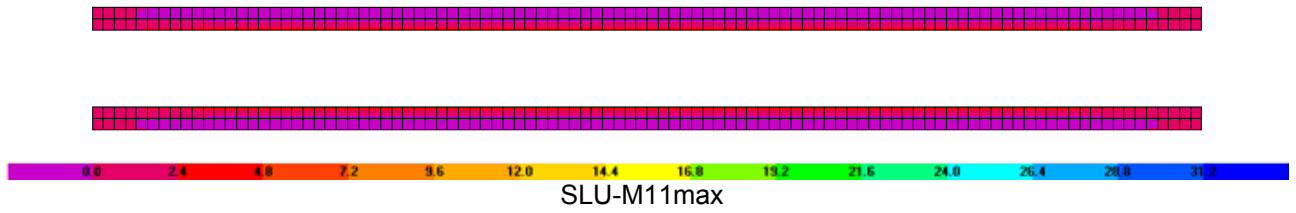
$$M_{11\min} = -10.0 \text{ kNm/m}$$

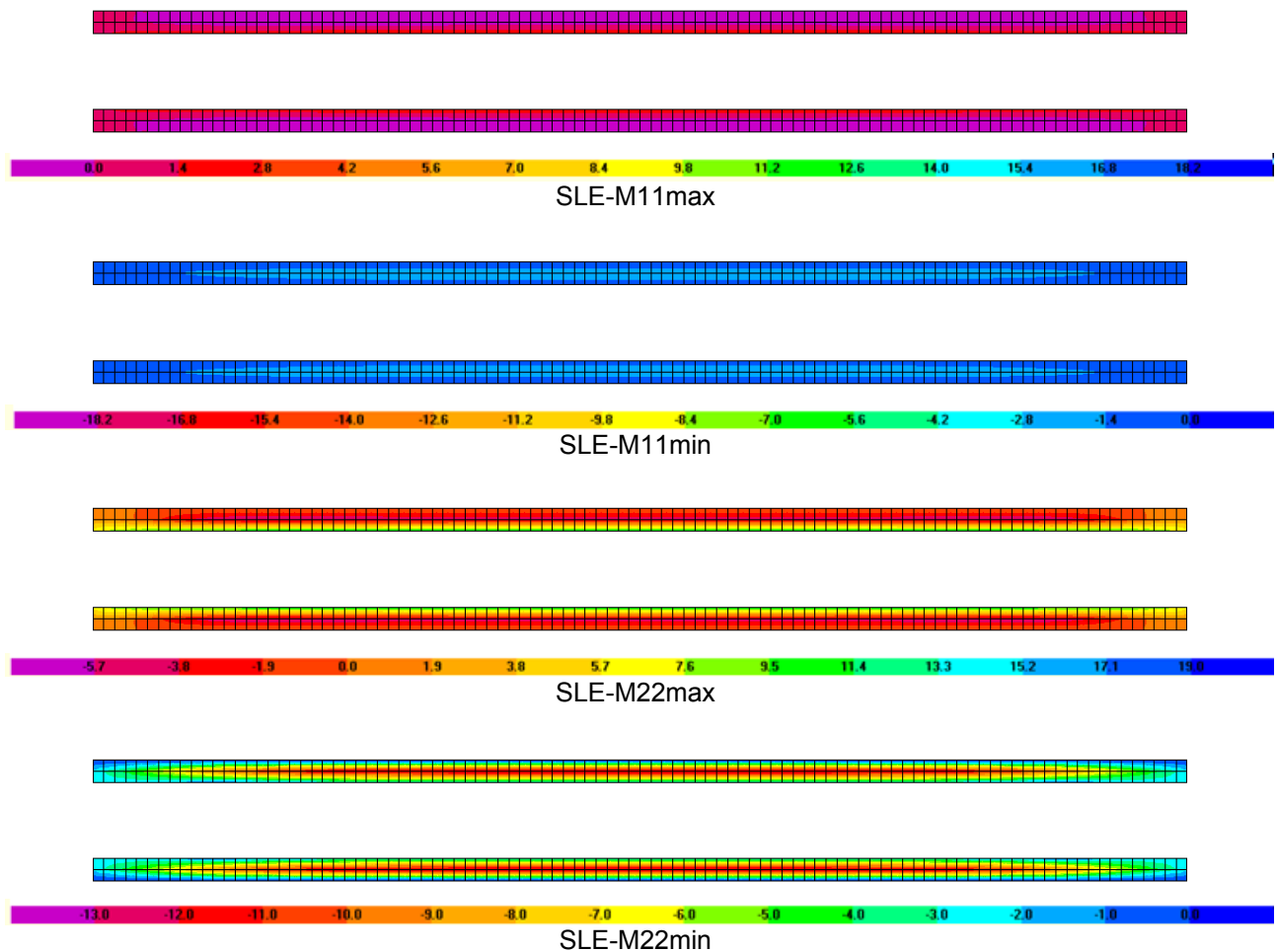
Orizzontale

$$M_{22\max} = 3.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22\min} = -2.0 \text{ kNm/m}$$

8.3.3 Ali superiori





Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni massime utilizzate nei paragrafi seguenti per le verifiche.

Momenti SLU

Longitudinale

$M_{11max} = 3.0 \text{ kNm/m}$

$M_{11min} = -4.0 \text{ kNm/m}$

Trasversale

$M_{22max} = 16.0 \text{ kNm/m}$

$M_{22min} = -18.0 \text{ kNm/m}$

Taglio SLU

$V_{23} = 75.0 \text{ kN/m}$ (incastro ala-parete)

Momenti SLE

Longitudinale

$M_{11max} = 2.0 \text{ kNm/m}$

$M_{11min} = -3.0 \text{ kNm/m}$

Trasversale

$M_{22max} = 10.0 \text{ kNm/m}$

$M_{22min} = -13.0 \text{ kNm/m}$

8.4 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito i tabulati di verifica delle parti strutturali costituenti il ponte canale.

8.4.1 Soletta di fondo

Momento longitudinale M11

Le verifiche sono condotte sulla larghezza totale di 2.40 m; le sollecitazioni sopra riportate sono a metro lineare di conseguenza vengono moltiplicate per la larghezza effettiva di verifica.

Dati

Nome sezione: FONDO LONG_M11

Tipo sezione Rettangolare
 Base 240.0 [cm]
 Altezza 30.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione 7200.00 [cmq]
 Inerzia in direzione X 34560000.0 [cm^4]
 Inerzia in direzione Y 540000.0 [cm^4]
 Inerzia in direzione XY 0.0 [cm^4]
 Ascissa baricentro sezione $X_G = 120.00$ [cm]
 Ordinata baricentro sezione $Y_G = 15.00$ [cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine
 N° numero d'ordine
 X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
 Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
 d Diametro ferro espresso in [mm]
 ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	236.40	23.90	12	1.13
2	217.00	23.90	12	1.13
3	197.60	23.90	12	1.13
4	178.20	23.90	12	1.13
5	158.80	23.90	12	1.13
6	139.40	23.90	12	1.13
7	120.00	23.90	12	1.13
8	100.60	23.90	12	1.13
9	81.20	23.90	12	1.13
10	61.80	23.90	12	1.13
11	42.40	23.90	12	1.13
12	23.00	23.90	12	1.13
13	3.60	23.90	12	1.13
14	3.60	7.10	12	1.13
15	23.00	7.10	12	1.13
16	42.40	7.10	12	1.13
17	61.80	7.10	12	1.13
18	81.20	7.10	12	1.13
19	100.60	7.10	12	1.13
20	120.00	7.10	12	1.13
21	139.40	7.10	12	1.13
22	158.80	7.10	12	1.13
23	178.20	7.10	12	1.13
24	197.60	7.10	12	1.13
25	217.00	7.10	12	1.13
26	236.40	7.10	12	1.13

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	40.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	205942.924	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzio normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	-72.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	57.6000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	-43.2000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLE
4	0.0000	33.6000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLE
5	0.0000	-38.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
6	0.0000	43.2000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
7	0.0000	-19.2000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLE
8	0.0000	24.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLE

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
0.0000	0.0000	-158.4030	2.20

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
0.0000	0.0000	144.1022	2.50

Combinazione n° 3

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		5.931	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(240.00 ; 5.93)	(0.00 ; 5.93)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	2.905	[N/mm ²]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm ²]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm ²]
Tensione massima nel ferro	-8.591	[N/mm ²]
Tensione minima nel ferro	-132.018	[N/mm ²]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -68.3312$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -208.818$	[N/mm ²]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -18.647$	[N/mm ²]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2888.31$	[cm ²]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{fm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

Combinazione n° 4

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		5.690	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 24.31)	(240.00 ; 24.31)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	2.387	[N/mm ²]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm ²]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm ²]
Tensione massima nel ferro	-2.577	[N/mm ²]
Tensione minima nel ferro	-108.292	[N/mm ²]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 67.6692$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -218.095$	[N/mm ²]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -20.538$	[N/mm ²]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2917.15$	[cm ²]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{fm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M_{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M_{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N_u	M_{xu}	M_{yu}	FS
0.0000	0.0000	-158.4030	4.13

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>144.1022</u>	3.34

Combinazione n° 7

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 5.931 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (240.00 ; 5.93) (0.00 ; 5.93)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 1.291 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro -3.818 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -58.675 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = -68.3312$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -208.818$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -18.647$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 2888.31$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

Combinazione n° 8

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 5.690 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (0.00 ; 24.31) (240.00 ; 24.31)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 1.705 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro -1.841 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -77.351 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = 67.6692$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -218.095$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -20.538$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 2917.15$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

Momento trasversale M22

Le verifiche sono condotte sulla larghezza di 1.0m.

Dati

Nome sezione:	FONDO TRASV_M22		
Tipo sezione	Rettangolare		
Base	100.0	[cm]	
Altezza	30.0	[cm]	

Caratteristiche geometriche

Area sezione	3000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	2500000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	225000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 50.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 15.00	[cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.30	25.30	14	1.54
2	73.15	25.30	14	1.54
3	50.00	25.30	14	1.54
4	26.85	25.30	14	1.54
5	3.70	25.30	14	1.54
6	3.70	5.70	14	1.54
7	26.85	5.70	14	1.54
8	50.00	5.70	14	1.54
9	73.15	5.70	14	1.54
10	96.30	5.70	14	1.54

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	40.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	205942.924	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	-26.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	19.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	-17.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	10.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	0.0000	M_{Xu}	0.0000	M_{Yu}	-78.0905	FS	3.00
-------	--------	----------	--------	----------	----------	----	------

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	0.0000	M_{Xu}	0.0000	M_{Yu}	72.5508	FS	3.82
-------	--------	----------	--------	----------	---------	----	------

Combinazione n° 3

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 6.461 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (100.00 ; 6.46) (0.00 ; 6.46)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 2.195 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro 3.878 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -96.017 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = -30.1833$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -170.476$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -14.200$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 1176.95$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

Combinazione n° 4

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 6.194 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (0.00 ; 23.81) (100.00 ; 23.81)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 1.346 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro 4.867 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -59.007 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = 29.8334$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -176.039$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -15.430$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 1190.32$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

8.4.2 Pareti

Momento orizzontale M22

Le verifiche sono condotte sulla larghezza totale di 2.0 m (altezza della parete al netto degli spessori di ali e soletta); le sollecitazioni sopra riportate sono a metro lineare di conseguenza vengono moltiplicate per la larghezza effettiva di verifica.

Dati

Nome sezione:	PARETE ORIZ_M22	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	200.0	[cm]
Altezza	30.0	[cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	6000.00	[cmq]	
Inerzia in direzione X	20000000.0	[cm^4]	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	450000.0	[cm^4]	
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]	
Ascissa baricentro sezione	X _G = 100.00		[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 15.00		[cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	196.40	22.90	12	1.13
2	186.25	22.90	12	1.13
3	176.11	22.90	12	1.13
4	165.96	22.90	12	1.13
5	155.81	22.90	12	1.13
6	145.66	22.90	12	1.13
7	135.52	22.90	12	1.13
8	125.37	22.90	12	1.13
9	115.22	22.90	12	1.13
10	105.07	22.90	12	1.13
11	94.93	22.90	12	1.13
12	84.78	22.90	12	1.13
13	74.63	22.90	12	1.13
14	64.48	22.90	12	1.13
15	54.34	22.90	12	1.13
16	44.19	22.90	12	1.13
17	34.04	22.90	12	1.13
18	23.89	22.90	12	1.13
19	13.75	22.90	12	1.13
20	3.60	22.90	12	1.13
21	3.60	6.10	12	1.13
22	13.75	6.10	12	1.13
23	23.89	6.10	12	1.13
24	34.04	6.10	12	1.13
25	44.19	6.10	12	1.13
26	54.34	6.10	12	1.13
27	64.48	6.10	12	1.13
28	74.63	6.10	12	1.13
29	84.78	6.10	12	1.13
30	94.93	6.10	12	1.13
31	105.07	6.10	12	1.13
32	115.22	6.10	12	1.13
33	125.37	6.10	12	1.13
34	135.52	6.10	12	1.13
35	145.66	6.10	12	1.13
36	155.81	6.10	12	1.13
37	165.96	6.10	12	1.13

38	176.11	6.10	12	1.13
39	186.25	6.10	12	1.13
40	196.40	6.10	12	1.13

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	40.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	205942.924	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	10.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-6.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	7.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	-4.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>220.7036</u>	22.07

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>-203.2993</u>	33.88

Combinazione n° 3

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	7.410	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 22.59) (200.00 ; 22.59)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	0.434	[N/mm ²]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm ²]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm ²]
Tensione massima nel ferro	0.272	[N/mm ²]
Tensione minima nel ferro	-14.500	[N/mm ²]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 61.6653$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -127.731$	[N/mm ²]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -11.665$	[N/mm ²]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2259.05$	[cm ²]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_m = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

Combinazione n° 4

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	7.091	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(200.00 ; 7.09) (0.00 ; 7.09)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	0.260	[N/mm ²]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm ²]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm ²]
Tensione massima nel ferro	0.546	[N/mm ²]
Tensione minima nel ferro	-8.710	[N/mm ²]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -60.6681$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -132.109$	[N/mm ²]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -12.763$	[N/mm ²]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2290.93$	[cm ²]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_m = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

Momento verticale M11

Le verifiche sono condotte sulla larghezza di 1.0 m.

Dati

Nome sezione: PARETE VERT_M11

Tipo sezione Rettangolare
Base 100.0 [cm]
Altezza 30.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione 3000.00 [cmq]
Inerzia in direzione X 2500000.0 [cm^4]
Inerzia in direzione Y 225000.0 [cm^4]
Inerzia in direzione XY 0.0 [cm^4]
Ascissa baricentro sezione $X_G = 50.00$ [cm]
Ordinata baricentro sezione $Y_G = 15.00$ [cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine
N° numero d'ordine
X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d Diametro ferro espresso in [mm]
 ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.30	24.30	14	1.54
2	73.15	24.30	14	1.54
3	50.00	24.30	14	1.54
4	26.85	24.30	14	1.54
5	3.70	24.30	14	1.54
6	3.70	4.70	14	1.54
7	26.85	4.70	14	1.54
8	50.00	4.70	14	1.54
9	73.15	4.70	14	1.54
10	96.30	4.70	14	1.54

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo 40.000 [N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo 15.00
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso 0.50
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio 450.000 [N/mmq]
Tensione snervamento acciaio 450.000 [N/mmq]
Modulo elastico E 205942.924 [N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio 1.00

Combinazioni

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
N sforzo normale espresso in [kN]
 M_Y momento lungo Y espresso in [kNm]
 M_X momento lungo X espresso in [kNm]
 M_t momento torcente espresso in [kNm]
 T_Y taglio lungo Y espresso in [kN]
 T_X taglio lungo X espresso in [kN]
VD verifica di dominio
VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M_Y	M_X	M_t	T_Y	T_X	VD	VT
1	0.0000	20.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-16.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	17.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	-10.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	0.0000	M_{Xu}	0.0000	M_{Yu}	<u>78.0905</u>	FS	3.90
-------	--------	----------	--------	----------	----------------	----	------

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	0.0000	M_{Xu}	0.0000	M_{Yu}	<u>-72.5508</u>	FS	4.53
-------	--------	----------	--------	----------	-----------------	----	------

Combinazione n° 3

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 6.461 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (0.00 ; 23.54) (100.00 ; 23.54)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 2.195 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro 3.878 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -96.017 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = 30.1833$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -170.476$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -14.200$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 1176.95$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

Combinazione n° 4

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 6.194 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (100.00 ; 6.19) (0.00 ; 6.19)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 1.346 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro 4.867 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -59.007 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = -29.8334$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -176.039$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -15.430$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 1190.32$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

8.4.3 Ali superiori

Momento M11

Le verifiche sono condotte sulla larghezza effettiva 0.75 m; le sollecitazioni sopra riportate sono a metro lineare di conseguenza vengono moltiplicate per la larghezza effettiva di verifica.

Dati

Nome sezione:	ALA_M11	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	75.0	[cm]
Altezza	35.0	[cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	2625.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	1230468.8	[cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	267968.8	[cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 37.50	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 17.50	[cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	71.40	28.90	12	1.13
2	48.80	28.90	12	1.13
3	26.20	28.90	12	1.13
4	3.60	28.90	12	1.13
5	3.60	6.10	12	1.13
6	26.20	6.10	12	1.13
7	48.80	6.10	12	1.13
8	71.40	6.10	12	1.13

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	40.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo tesato/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	205942.924	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	2.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-3.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	1.5000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	-2.2500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>53.3990</u>	23.73

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>-53.3990</u>	17.80

Combinazione n° 3

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 6.352 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (0.00 ; 28.65) (75.00 ; 28.65)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 0.233 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro 0.139 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -12.401 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = 29.1544$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -241.023$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -20.415$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 1074.30$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

Combinazione n° 4

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 6.352 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (75.00 ; 6.35) (0.00 ; 6.35)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 0.349 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro 0.208 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -18.601 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = -29.1544$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -241.023$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -20.415$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 1074.30$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

Momento M22

Le verifiche sono condotte sulla larghezza di 1.0 m.

Dati

Nome sezione:	ALA_M22	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	35.0	[cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	3500.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	2916666.7	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	357291.7	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 17.50$	[cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.30	30.30	14	1.54
2	73.15	30.30	14	1.54
3	50.00	30.30	14	1.54
4	26.85	30.30	14	1.54
5	3.70	30.30	14	1.54
6	3.70	4.70	14	1.54
7	26.85	4.70	14	1.54
8	50.00	4.70	14	1.54
9	73.15	4.70	14	1.54
10	96.30	4.70	14	1.54

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	40.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	205942.924	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M_Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M_X	momento lungo X espresso in [kNm]
M_t	momento torcente espresso in [kNm]
T_Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T_X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M_Y	M_X	M_t	T_Y	T_X	VD	VT
1	0.0000	16.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-18.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	10.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	-13.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	0.0000	M_{Xu}	0.0000	M_{Yu}	<u>89.4319</u>	FS	5.59
-------	--------	----------	--------	----------	----------------	----	------

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

N_u	0.0000	M_{Xu}	0.0000	M_{Yu}	<u>-89.4319</u>	FS	4.97
-------	--------	----------	--------	----------	-----------------	----	------

Combinazione n° 3

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 6.973 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (0.00 ; 28.03) (100.00 ; 28.03)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 0.933 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro 4.562 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -46.828 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = 41.0909$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -192.422$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -15.413$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 1401.37$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

Combinazione n° 4

Risultati tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 6.973 [cm]
 Punti di intersezione con perimetro sezione (100.00 ; 6.97) (0.00 ; 6.97)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo 1.213 [N/mmq]
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]
 Tensione massima nel ferro 5.931 [N/mmq]
 Tensione minima nel ferro -60.877 [N/mmq]

Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione $M_x = 0.0000$ [kNm] $M_y = -41.0909$ [kNm]
 Tensione nell'acciaio $\sigma = -192.422$ [N/mmq]
 Tensione nel calcestruzzo $\sigma_{ct} = -15.413$ [N/mmq]
 Area efficace a trazione $A_{eff} = 1401.37$ [cmq]
 Deformazione media acciaio teso $\varepsilon = 0.0000$
 Distanza media tra le fessure $S_m = 0.0000$ [mm]
 Ampiezza delle fessure $w = 0.0000$ [mm]

8.4.4 Verifica a taglio anime

Il massimo valore di taglio in corrispondenza delle anime (incastro parete-soletta) è pari a $\cong 40$ kN per la sezione corrente e pari a $\cong 140$ kN in corrispondenza degli appoggi alle estremità della trave. Si riportano di seguito le verifiche.

In base a quanto esposto in D.M. 14/01/2008 paragrafo 4.1.2.1.3, si effettuano le verifiche nei confronti dell'azione tagliante a Stato Limite Ultimo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio senza armatura trasversale si valuta con la seguente trattazione:

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

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

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

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

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

In caso in cui sia necessaria l'armatura a taglio il calcolo viene eseguito secondo quanto esposto di seguito:

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

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

$$V_{Red} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Red}) \quad (4.1.20)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Sezione corrente

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	40.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	2000	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	300	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	12	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	10	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1130	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0019	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.32	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.30	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	182.72	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	182.72	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Non è necessaria armatura trasversale resistente a taglio, nella sezione sono comunque presenti ferri trasversali ϕ 14/20 a 2 braccia.

Sezione agli appoggi

Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 140.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 2000 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 300 \text{ mm}$
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 12 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 10 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 1130 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0019 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.32 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.30 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 182.72 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 182.72 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA: <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	

Non è necessaria armatura trasversale resistente a taglio, nella sezione sono comunque presenti ferri trasversali $\phi 14/20$ a 2 braccia.

8.4.5 Verifica a taglio ali superiori

Il massimo valore di taglio in corrispondenza delle ali superiori (incastro parete-ali) è pari a $\cong 75$ kN. Si riportano di seguito le verifiche.

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	75.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	300	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	750	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	12	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	–
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0025	–

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.82	–
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.49	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	111.09	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	111.09	kN

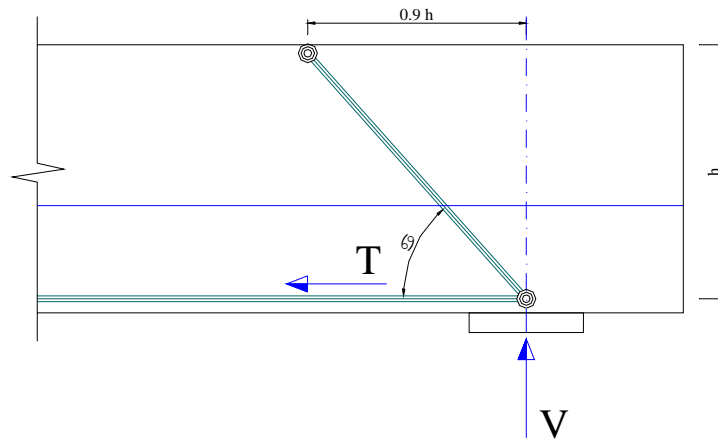
VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Non è necessaria armatura trasversale resistente a taglio, nella sezione sono comunque presenti ferri trasversali $\phi 14/20$ a 4 braccia.

8.4.6 Armatura aggiuntiva agli appoggi

La massima reazione all'appoggio è pari a $\cong 220$ kN, schematizzando l'andamento delle sollecitazioni con un funzionamento ad arco nel quale si ha un puntone in cls compresso ed una biella in acciaio tesa, come indicato in figura, è possibile dimensionare l'armatura in prossimità degli appoggi come segue:



$$\begin{aligned} V &= 222 \text{ kN} \\ h &= 260 \text{ cm} \\ 0.9 \cdot h &= 234 \text{ cm} \\ \text{tg } \alpha &= 1.111 \end{aligned}$$

$$T = \frac{V}{\text{tg} \alpha} = \frac{220}{1.111} = 198 \text{ kN}$$

Quindi l'armatura necessaria risulta essere

$$A_{\text{fe}} = \frac{T}{\sigma_{\text{amm}}} = \frac{198000}{391.3} = 506 \text{ mm}^2$$

In corrispondenza degli appoggi si dispongono pertanto 6 barre $\phi 14$ aggiuntive per un'area complessiva di 923.64 mm^2 .

9. ANALISI IMBOCCHI

Si riportano di seguito il dimensionamento e le verifiche per gli imocchi in opera del ponte canale.

9.1 Geometria

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	2.70	[m]
Larghezza esterna	3.30	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.40	[m]
Spessore piedritto destro	0.40	[m]
Spessore fondazione	0.40	[m]

9.2 Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]
Costante di Winkler	0.000	[N/mm ² /cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	34.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	30.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]
Costante di Winkler	0.400	[N/mm ² /cm]
Tensione limite	0.200	[N/mm ²]

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]
-----------------------------------------	------	-----

9.3 Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (ACC 1)

Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 2.70$	$V_{ni}= 8.52$	$V_{nf}= 8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 2.70$	$V_{ni}= -8.52$	$V_{nf}= -8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 8 (ACC 2)

Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 2.70$	$V_{ni}= 8.52$	$V_{nf}= 8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
-------	--------	-------------	-------------	----------------	----------------	----------------	----------------

Condizione di carico n° 9 (ACQUA)

Distr	Fondaz.	$X_i= 0.40$	$X_f= 2.90$	$V_{ni}= 20.00$	$V_{nf}= 20.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.40$	$Y_f= 2.00$	$V_{ni}= -20.00$	$V_{nf}= 0.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.40$	$Y_f= 2.00$	$V_{ni}= 20.00$	$V_{nf}= 0.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

9.4 Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

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

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure w1=0.20 w2=0.30 w3=0.40

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

9.5 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<u>Carichi</u>	<u>Effetto</u>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<u>Parametri</u>		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<u>Carichi</u>	<u>Effetto</u>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c'	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACQUA	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACQUA	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC_1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC_1	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC_1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
ACQUA	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC_1	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACQUA	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC_2	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC_2	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC_1	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 15 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC_2	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACQUA	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC_1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC_2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC_1	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

9.6 Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in N/mm²

Tipo di analisi

Pressione in calotta

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Metodo di calcolo della portanza

Pressione geostatica

Hansen

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]
a Riposo [combinazione 18]
a Riposo [combinazione 19]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine 45.501145
Longitudine 9.291694
Comune Segrate
Provincia Milano
Regione Lombardia

Punti di interpolazione del reticolo 12040 - 12262 - 12263 - 12041

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria
Vita nominale 50 anni
Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose
Vita di riferimento 100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g = 0.69$ [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 10.52$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 5.26$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood
Angolo diffusione sovraccarico	30.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.511	0.000
3	0.426	0.000
4	0.511	0.000
5	0.426	0.000
6	0.511	0.000
7	0.426	0.000
8	0.511	0.000
9	0.426	0.000
10	0.511	0.000
11	0.426	0.481
12	0.511	0.554
13	0.426	0.000
14	0.426	0.000
15	0.426	0.000
16	0.426	0.000
17	0.426	0.000
18	0.426	0.000
19	0.426	0.000

9.7 Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.20	-68.85	-11.29	-31.86	-22.88	10.64	66.53
0.88	-51.13	2.68	-32.09	-7.83	10.64	66.53
1.65	-43.62	7.83	-18.67	3.05	10.64	66.53
2.42	-51.13	2.68	3.26	20.82	10.64	66.53
3.10	-68.85	-11.29	22.88	30.99	10.64	66.53

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.20	-68.85	-11.29	10.65	66.60	24.52	31.87
0.78	-36.58	-7.14	6.50	44.92	18.81	24.45
1.45	-13.61	-2.53	5.25	24.64	12.26	15.94
2.09	-2.83	-0.33	1.61	9.92	6.01	7.81
2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.20	-68.85	-11.29	-66.60	-10.65	24.52	31.87
0.78	-36.58	-7.14	-44.92	-6.50	18.81	24.45
1.45	-13.61	-1.98	-24.64	-5.25	12.26	15.94
2.09	-2.83	-0.14	-9.92	-0.98	6.01	7.81
2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

9.8 Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [N/mm ²]	σ_{tmax} [N/mm ²]
0.20	0.000	0.061
0.88	0.014	0.061
1.65	0.027	0.063
2.42	0.027	0.061
3.10	0.019	0.061

9.9 Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.20	7.70	7.70	1.67
0.88	7.70	7.70	2.12
1.65	7.70	7.70	3.01
2.42	7.70	7.70	2.15
3.10	7.70	7.70	1.74

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.20	148.27	0.00	0.00	0.00
0.88	148.27	0.00	0.00	0.00
1.65	148.27	0.00	0.00	0.00
2.42	148.27	0.00	0.00	0.00
3.10	148.27	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.20	7.70	7.70	1.59
0.78	7.70	7.70	2.17
1.45	7.70	7.70	5.39
2.09	7.70	7.70	21.52
2.70	7.70	7.70	1000.00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.20	147.91	0.00	0.00	0.00
0.78	146.94	0.00	0.00	0.00
1.45	145.82	0.00	0.00	0.00
2.09	144.75	0.00	0.00	0.00
2.70	143.73	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.20	7.70	7.70	1.59
0.78	7.70	7.70	2.17
1.45	7.70	7.70	5.39
2.09	7.70	7.70	21.52
2.70	7.70	7.70	1000.00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.20	147.91	0.00	0.00	0.00
0.78	146.94	0.00	0.00	0.00
1.45	145.82	0.00	0.00	0.00
2.09	144.75	0.00	0.00	0.00
2.70	143.73	0.00	0.00	0.00

9.10 Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.20	7.70	7.70	3.644	172.828	23.127
0.88	7.70	7.70	2.630	111.713	17.860
1.65	7.70	7.70	2.201	88.905	15.601
2.42	7.70	7.70	2.630	111.713	17.860
3.10	7.70	7.70	3.644	166.059	23.127

X	τ _c	A _{sw}
0.20	-0.08	0.00
0.88	-0.08	0.00
1.65	-0.04	0.00
2.42	0.05	0.00
3.10	0.08	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.20	7.70	7.70	3.641	20.957	181.002
0.78	7.70	7.70	1.919	11.594	91.518
1.45	7.70	7.70	0.703	4.729	30.208
2.09	7.70	7.70	0.139	1.204	4.083
2.70	7.70	7.70	0.000	0.000	0.000

Y	τ _c	A _{sw}
0.20	0.16	0.00
0.78	0.11	0.00
1.45	0.06	0.00
2.09	0.02	0.00
2.70	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 40.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.20	7.70	7.70	3.641	20.957	181.002
0.78	7.70	7.70	1.919	11.594	91.518
1.45	7.70	7.70	0.703	4.729	30.208
2.09	7.70	7.70	0.139	1.204	4.083
2.70	7.70	7.70	0.000	0.000	0.000

Y	τ _c	A _{sw}
0.20	-0.16	0.00
0.78	-0.11	0.00
1.45	-0.06	0.00
2.09	-0.02	0.00
2.70	0.00	0.00

9.11 Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
w_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
w_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ϵ_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	22.24	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	0.88	7.70	7.70	48.42	-48.42	9.30	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	1.65	7.70	7.70	48.42	-48.42	4.17	0.00	0.20	0.00	0.000000
4	2.42	7.70	7.70	48.42	-48.42	9.30	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	3.10	7.70	7.70	48.42	-48.42	22.24	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	-22.24	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	0.78	7.70	7.70	48.42	-48.42	-10.05	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	1.45	7.70	7.70	48.42	-48.42	-2.79	0.00	0.20	0.00	0.000000
4	2.09	7.70	7.70	48.42	-48.42	-0.33	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	2.70	7.70	7.70	48.42	-48.42	0.00	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	-22.24	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	0.78	7.70	7.70	48.42	-48.42	-10.05	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	1.45	7.70	7.70	48.42	-48.42	-2.79	0.00	0.20	0.00	0.000000
4	2.09	7.70	7.70	48.42	-48.42	-0.33	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	2.70	7.70	7.70	48.42	-48.42	0.00	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	42.21	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.88	7.70	7.70	48.42	-48.42	28.82	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.65	7.70	7.70	48.42	-48.42	23.27	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.42	7.70	7.70	48.42	-48.42	28.82	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	3.10	7.70	7.70	48.42	-48.42	42.21	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	-42.21	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.78	7.70	7.70	48.42	-48.42	-21.81	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.45	7.70	7.70	48.42	-48.42	-7.78	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.09	7.70	7.70	48.42	-48.42	-1.53	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	2.70	7.70	7.70	48.42	-48.42	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	-42.21	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.78	7.70	7.70	48.42	-48.42	-21.81	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.45	7.70	7.70	48.42	-48.42	-7.78	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.09	7.70	7.70	48.42	-48.42	-1.53	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	2.70	7.70	7.70	48.42	-48.42	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	42.21	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.88	7.70	7.70	48.42	-48.42	26.23	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.65	7.70	7.70	48.42	-48.42	13.72	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.42	7.70	7.70	48.42	-48.42	11.90	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	3.10	7.70	7.70	48.42	-48.42	22.24	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	-42.21	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.78	7.70	7.70	48.42	-48.42	-21.81	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.45	7.70	7.70	48.42	-48.42	-7.78	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.09	7.70	7.70	48.42	-48.42	-1.53	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	2.70	7.70	7.70	48.42	-48.42	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	-22.24	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.78	7.70	7.70	48.42	-48.42	-10.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.45	7.70	7.70	48.42	-48.42	-2.79	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.09	7.70	7.70	48.42	-48.42	-0.33	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	2.70	7.70	7.70	48.42	-48.42	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	13.43	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.88	7.70	7.70	48.42	-48.42	1.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.65	7.70	7.70	48.42	-48.42	-2.46	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.42	7.70	7.70	48.42	-48.42	1.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	3.10	7.70	7.70	48.42	-48.42	13.43	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	-13.43	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.78	7.70	7.70	48.42	-48.42	-7.22	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.45	7.70	7.70	48.42	-48.42	-2.53	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.09	7.70	7.70	48.42	-48.42	-0.33	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	2.70	7.70	7.70	48.42	-48.42	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	7.70	7.70	48.42	-48.42	-13.43	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.78	7.70	7.70	48.42	-48.42	-7.22	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.45	7.70	7.70	48.42	-48.42	-2.53	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	2.09	7.70	7.70	48.42	-48.42	-0.33	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	2.70	7.70	7.70	48.42	-48.42	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

9.12 Verifiche geotecniche
Simbologia adottata

IC	Indice della combinazione
N _c , N _q , N _γ	Fattori di capacità portante
N _c , N _q , N _γ	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
q _u	Portanza ultima del terreno, espressa in [N/mm ²]
Q _U	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
Q _Y	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N _c	N _q	N _γ	N' _c	N' _q	N' _γ	q _u	Q _U	Q _Y	FS
1	42.16	29.44	28.77	55.96	35.75	28.77	2.785	9191.48	100.72	91.26
2	26.50	15.30	11.58	35.18	19.03	11.58	1.371	4525.10	77.47	58.41
3	42.16	29.44	28.77	55.96	35.75	28.77	2.785	9191.48	175.72	52.31
4	26.50	15.30	11.58	35.18	19.03	11.58	1.371	4525.10	142.47	31.76
5	42.16	29.44	28.77	55.96	35.75	28.77	2.785	9191.48	100.72	91.26
6	26.50	15.30	11.58	35.18	19.03	11.58	1.371	4525.10	77.47	58.41
7	42.16	29.44	28.77	55.96	35.75	28.77	2.785	9191.48	175.72	52.31
8	26.50	15.30	11.58	35.18	19.03	11.58	1.371	4525.10	142.47	31.76
9	42.16	29.44	28.77	22.46	15.08	8.20	0.763	2517.17	100.72	24.99
10	26.50	15.30	11.58	11.60	7.11	2.74	0.319	1053.47	77.47	13.60
11	42.16	29.44	28.77	25.75	17.11	9.92	0.959	3163.61	81.55	38.79
12	26.50	15.30	11.58	15.55	9.10	3.99	0.480	1584.24	81.55	19.43