

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.

Il Direttore:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Responsabile di Progetto
Dot. Ing. Luca Bondanelli

Il Geologo:

N / A

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:

idrosse
engineering
MANDATARIA

ROCKSOIL S.p.A.
MANDANTE

VIA
INGEGNERIA S.r.l.
MANDANTE

Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n.3581

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

N/A

Progettista Responsabile Integratore Prestazioni Specialistiche:

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n.821

Titolo Elaborato:

**Viabilità ordinaria e di adduzione all'Autostazione Trecasali - Terre Verdiane
Tombini Scatolari**

**Tombino Scatolare - 300x200 cm – viabilità S.P.10 Viarolo - R3 progr. 0+215,47
Relazione tecnica e di calcolo**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N Progr. Doc.	REV.
	RAAA	1	E	I	VO	TS	21	G	RE	001	B
B	30/01/2015	ISTRUTTORIA A15 NOVEMBRE 2014 (modifica completa per cambio sezione opera)				FRANCHINI		NIGRELLI		MAZZOLI	
A	06/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO				SILVESTRI		NIGRELLI		MAZZOLI	
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto		Controllato		Approvato	

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	Conglomerato cementizio per sottofondazioni	7
3.2	Conglomerato cementizio per fondazioni ed elevazioni	7
3.3	Conglomerato cementizio per cordoli	7
3.4	Acciaio per cemento armato	8
3.5	Copriferro minimo e copriferro nominale	8
4	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	9
5	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
5.1	Azioni sismiche	10
5.2	Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno	10
5.3	Combinazione dell'Azione sismica	10
6	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	11
6.1	Pro_sap	11
7	ANALISI DELLO SCATOLARE	12
7.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	12
7.2	MODELLAZIONE ADOTTATA	13
7.3	ANALISI DEI CARICHI	15
7.3.1	Peso proprio e carichi permanenti portati	15
7.3.2	Spinta del terreno	16
7.3.3	Spinta falda interna allo scatolare	17
7.3.4	Carichi mobili verticali sulla soletta superiore	17
7.3.5	Frenatura	19
7.3.6	Spinta del sovraccarico sul rilevato	19
7.3.7	Azioni termiche	21
7.3.8	Ritiro	22
7.3.9	Azione sismica	23
8	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	25
8.1	Condizioni e combinazioni di carico	25
8.2	Schemi di carico	29
9	VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE SCATOLARE	43
9.2	Soletta superiore	45
9.2.1	Attacco piedritto (asta 9)	45
9.2.2	Mezzeria (asta 12)	52
9.1	Soletta di fondazione	59
9.1.1	Attacco piedritto (asta 11)	59

9.1.2	Mezzeria (asta 15).....	66
9.2	Piedritti	73
9.2.1	Attacco soletta superiore (asta 6).....	73
9.2.2	Attacco soletta inferiore (asta 2)	81
10	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	89
11	CALCOLO E VERIFICA DEI MURI AD "U" DI ACCESSO AL TOMBINO.....	90
11.1	Geometria della struttura	90
11.2	Condizioni di carico elementari.....	91
11.2.1	Peso permanente della struttura	91
11.2.2	Spinta del terreno.....	91
11.2.3	Spinta del terreno in presenza di sovraccarico sul rilevato.....	91
11.2.4	Azione sismica	91
11.2.5	Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura	92
11.3	Combinazioni di carico.....	93
11.4	Verifiche di resistenza ed a fessurazione	95
11.5	Calcolo sezione.....	97
11.5.1	Sezione del piedritto all'attacco fondazione	99
11.5.2	Sezione di fondazione all'attacco piedritto.....	104
12	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	108
12.1	Sezione scatolare	108
12.1.1	verifica in condizioni non drenate.....	110
12.1.2	verifica in condizioni drenate	111
12.2	Muri ad U	112

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento dello scatolare idraulico e dei muri d'imbocco con sezione trasversale ad U dell'opera denominata "TS21 – 300x200 cm – viabilità S.P.10 Viarolo - R3 progr. 0+215,47", prevista nell'ambito dei lavori per il Progetto Esecutivo del "Raccordo autostradale A15/A22 Corridoio Plurimodale Tirreno-Brennero Raccordo autostradale tra l'Autostrada della Cisa – Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero – Nogarole Rocca (VR) – I Lotto".

L'opera è costituita da un tombino idraulico di dimensioni nette interne 3.00x2.00 e da muri d'ala con sezione trasversale ad "U" di accesso al tombino.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione del D. M. del 9 Gennaio 1996 sulle opere in cemento armato e del D.M. 4 Maggio 1990 sui ponti stradali.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive integrazioni e modifiche, così come riportato nei capitoli successivi.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le Normative di riferimento sono:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circolare 4 luglio 1996, n. 156AA.GG./STC – 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 gennaio 1996.
- D.M. 09.01.96 – “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. 04.05.90 – “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali” ed annesse “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”, di cui alla circolare ministero LL.PP. n. 34233 del 25.02.91
- CNR 10011/97 – Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10016/2000 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.
- O.P.C.M. 3274 20.03.2003 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 03 dicembre 1987 – Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Circ. Min. LL.PP. 16 marzo 1989 n°31104 – Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- D.M. LL. PP. 11 marzo 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”.
- Norma Italiana UNI EN 1794-1 “Dispositivi per la riduzione del rumore del traffico stradale – Prestazioni non acustiche”.
- Eurocodice 2 / UNI ENV 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici” come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) RIPORTATO NEL d.m. 09.01.96.
- Eurocodice 3 / UNI ENV 1993-1-1 “Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici” come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) riportato nel D.M. 09.01.96
- UNI EN 206-1:2001 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- Istruzioni FF.SS. 2 giugno 1995 (testo aggiornato al 1997) – Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo.
- Istruzioni FF.SS.44/b (testo aggiornato) – Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona

sismica.

- Eurocodice 2 EN 1992-i – Progettazione delle strutture di calcestruzzo e relativi DAN.
- Eurocodice 3 EN 1193-i – Progettazione delle strutture di acciaio e relativi DAN.
- Eurocodice 7 EN 1997-i – Progettazione geotecnica e successivi e relativi DAN.
- Eurocodice 8 EN 1998-i – Progetto delle strutture resistenti al sisma e relativi DAN.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

3.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe	C12/15
Contenuto minimo di cemento	150 kg/mc

3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI ED ELEVAZIONI

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = f_{ck}/1,5 = 18,66 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,27 * \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2,89 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 2,02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC3+XF2
Classe di consistenza	S4

3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER CORDOLI

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = f_{ck}/1,5 = 21.33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,27 * \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 2,21 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4+XD1+XF2
Classe di consistenza	S4/S5

3.4 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

3.5 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

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

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

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 10 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 40mm, pertanto $c_{nom}=50 \text{ mm}$, valore valido per tutte le parti di struttura.

4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in corrispondenza dell'opera.

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono di seguito riportati:

Strato di ricoprimento e di rinfianco

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	1.20	[m]
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]

5 CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

In ottemperanza all'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 e successive integrazioni e modifiche (**Ordinanze n. 3316, 3431, 3519**), **le verifiche vengono condotte secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite.**

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti, sono calcolate in regime di spinta a riposo; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni così come riportato nel § 4.4.3 dell'ordinanza ministeriale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

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

Il punto di applicazione è posto $h_{tot} / 2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La struttura a realizzarsi deve conservare sotto l'azione sismica il suo comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili).

Il punto di applicazione è posto $h_{tot} / 2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

5.1 AZIONI SISMICHE

Come si evince dal documento "Relazione Sismica" tutti i comuni interessati dal tracciato della nuova infrastruttura sono stati attribuiti alla zona sismica 3, per cui l'accelerazione di progetto è pari a $a_g = 0,15 g$.

5.2 CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEL TERRENO

I terreni interessati dal tracciato della nuova infrastruttura sono classificabili come terreni di tipo C a partire dal piano campagna, talora come tipo B. Il parametro S può essere assunto pari a 1.25

5.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

dove $\gamma_1 = 1.30$

6 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

6.1 PRO_SAP

Il calcolo dello scatolare viene condotto con il programma PRO_SAP (prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. P.ta Schiatti 8/b 44100 Ferrara).

L'analisi strutturale e' condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave)
- Elemento tipo BOUNDARY (molla)
- Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidezza)

Il codice di calcolo adottato e' ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

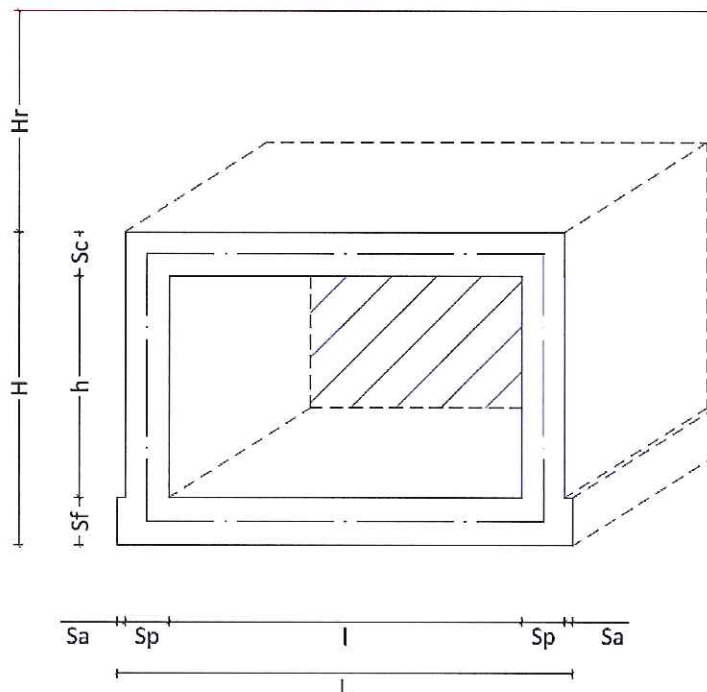
Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP e' stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test NAFEMS (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra).

Si sottolinea inoltre che solutore ALGOR SUPERSAP e' soggetto ad attivita' di controllo ai sensi della QA (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

7 ANALISI DELLO SCATOLARE

7.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:



Dimensioni geometriche (sezione in retto):

L	=	3,00	m
H	=	2,00	m
Hr	=	0,20	m
Sp	=	0,35	m
Ss	=	0,35	m
Sf	=	0,35	m

Cautelativamente si considera, con riferimento alla quota di intradosso fondazione, un'altezza di falda pari a:

Hw	=	1,33	m
----	---	------	---

7.2 MODELLAZIONE ADOTTATA

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 16 beam elements e da 16 nodi (figure 2a e 2b); l'output di calcolo viene raccolto nell'allegato.

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

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

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

- $W_s = K_s / (b_t \times b_l) =$ caratteristica elastica della generica molla

dove:

- $K_s =$ costante di sottofondo $[F/L^3]$

- $b_t =$ interasse trasversale di competenza della generica molla

- $b_l =$ interasse longitudinale di competenza della generica molla ($= 1.00$ m)

Nel caso in esame, trattandosi di un'opera che interessa il primo strato superficiale di coltre, a favore di sicurezza si assume il valore della costante di sottofondo pari a:

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

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

-una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore

-una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_f$ cm per la soletta di fondazione

-una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$$E_c = 31220 / 33720 \text{ N/mm}^2 ; \text{ modulo elastico del calcestruzzo } (R_{ck} = 28 / 35 \text{ N/mm}^2)$$

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure 2a, 2b.

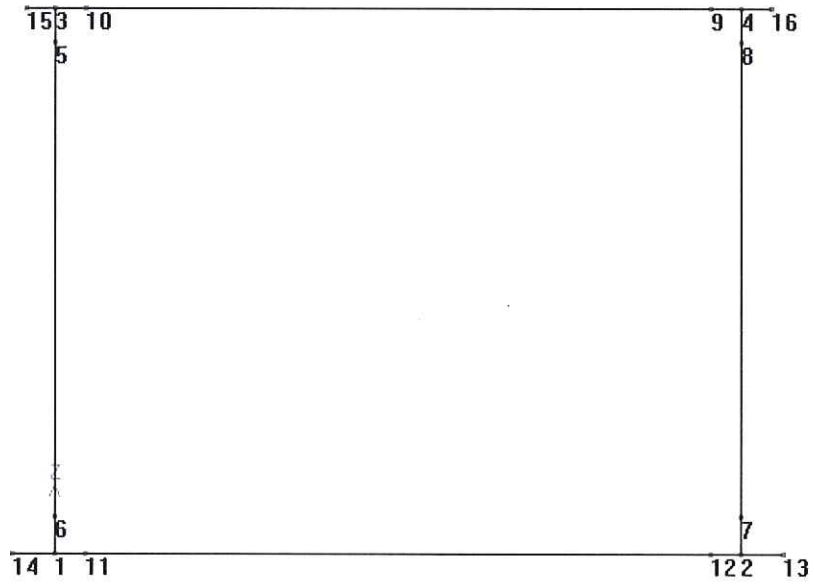


Fig. 2a - Numerazione dei nodi

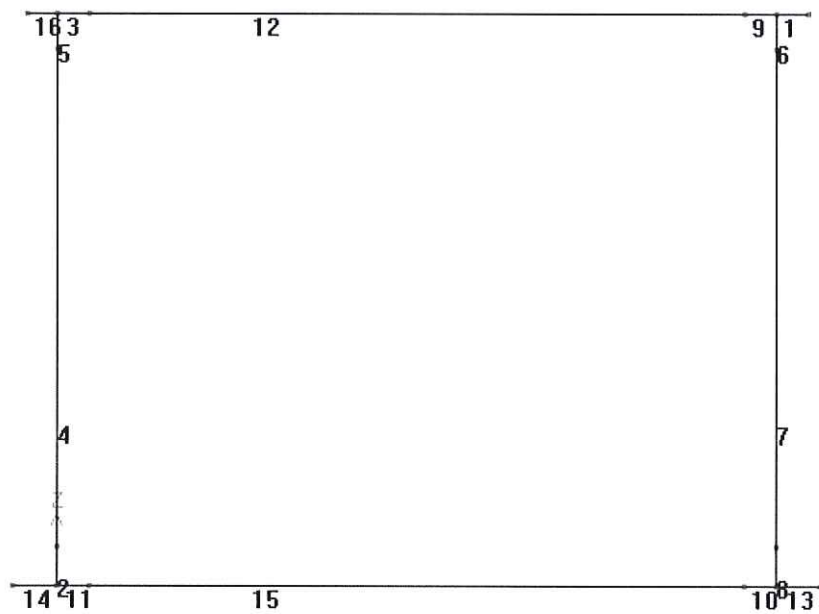


Fig. 2b - Numerazione delle aste

7.3 ANALISI DEI CARICHI

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

Vengono prese in considerazione n°28 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 28), di seguito determinate.

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

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	25 kN/m ³
- rilevato	20 kN/m ³
- sovrastruttura stradale	20 kN/m ³

7.3.1 PESO PROPRIO E CARICHI PERMANENTI PORTATI

Soletta superiore

peso proprio	0,35	*	25,00	=	8,75	kN/m ²
peso sovrastruttura stradale	0,20	*	20,00	=	4,00	kN/m ²
totale					12,75	kN/m ²

Soletta inferiore

peso proprio	0,35	*	25,00	=	8,75	kN/m ²
peso sovrastruttura stradale	0,00	*	20,00	=	0,00	kN/m ²
totale					8,75	kN/m ²

sbalzo soletta inferiore

peso proprio	0,35	*	25,00	=	8,75	kN/m ²
peso terreno	2,55	*	20,00	=	51,00	kN/m ²

su un'estensione di 20 cm esterni

Piedritti

peso proprio	0,35	*	25,00	=	8,75	kN/m ²
--------------	------	---	-------	---	------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle Condizioni Elementari CDC 1-2: in cui nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura mentre nella CDC2 i pesi permanenti portati.

7.3.2 SPINTA DEL TERRENO

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Secondo quanto riportato al cap. 4, si assumono, per la tratta di interesse, i seguenti parametri:

$$\begin{aligned}
 \gamma_{\text{terr}} &= 20,00 \text{ kN/m}^3 \\
 \gamma_w &= 10,00 \text{ kN/m}^3 \\
 \phi &= 35,00^\circ \\
 k_o &= 0,426 \\
 k_a &= 0,271
 \end{aligned}$$

Vengono presi in considerazione i due coefficienti di spinta: il primo massimizza nelle varie combinazioni di carico il momento in mezzzeria, mentre il secondo all'incastro.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

1) In assenza di falda esterna allo scatolare

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$\begin{aligned}
 p_2 &= [20,00 * 0,20 + 20,00 * 0,175] * 0,426 &= \mathbf{3,19} \text{ kN/m}^2 \\
 p_{12} &= p_2 + [20,00 * 0,175] * 0,426 &= \mathbf{4,68} \text{ kN/m}^2 \\
 p_w &= p_{12} + [20,00 * 0,67] * 0,426 &= \mathbf{10,39} \text{ kN/m}^2 \\
 p_{11} &= p_w + [10,00 * 1,33] * 0,426 + 10,00 * 1,33 &= \mathbf{29,35} \text{ kN/m}^2 \\
 p_1 &= p_{11} + [10,00 * 0,175] * 0,426 + 10,00 * 0,175 &= \mathbf{31,85} \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 3) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 4) sul piedritto dx.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$\begin{aligned}
 p_2 &= [20,00 * 0,20 + 20,00 * 0,175] * 0,271 &= \mathbf{2,03} \text{ kN/m}^2 \\
 p_{12} &= p_2 + [20,00 * 0,175] * 0,271 &= \mathbf{2,98} \text{ kN/m}^2 \\
 p_w &= p_{12} + [20,00 * 0,67] * 0,271 &= \mathbf{6,61} \text{ kN/m}^2 \\
 p_{11} &= p_w + [10,00 * 1,33] * 0,271 + 10,00 * 1,33 &= \mathbf{23,51} \text{ kN/m}^2 \\
 p_1 &= p_{11} + [10,00 * 0,175] * 0,271 + 10,00 * 0,175 &= \mathbf{25,74} \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 5) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 6) sul piedritto dx.

Nelle combinazioni di carico verranno considerate:

- 1) Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
- 2) Spinta attiva su ambo i piedritti;
- 3) Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera. La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

7.3.3 SPINTA FALDA INTERNA ALLO SCATOLARE

Si considera il contributo della spinta dell'acqua interna al tombino scatolare. Il valore della spinta idrostatica ha il consueto andamento lineare con la profondità nei piedritti, assumendo valore massimo alla base pari a:

$$S_w = 20 \text{ kN/m}^2$$

(Condizione Elementare CDC 7)

7.3.4 CARICHI MOBILI VERTICALI SULLA SOLETTA SUPERIORE

Come carico accidentale gravante sulla soletta superiore si assume il carico di normativa Q1.a (ossia il mezzo convenzionale da 60t a tre assi da 20t ognuno, interassati di 1.50m lungo il senso di marcia e di larghezza 2.30m, comprese le dimensioni delle impronte) e ove possibile, il carico ripartito $q_{1,b}$ da 30kN/m.

Tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

Le larghezze su cui si considera agente il carico sono:

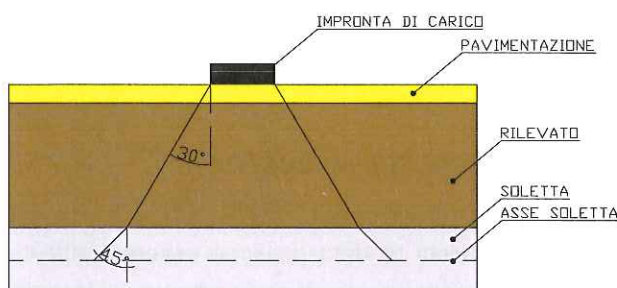
in direzione longitudinale alla strada:

detta L_{dl} la larghezza di diffusione del carico longitudinale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore:

$$L_{dl} = 3.30 + 2 * (0,20 * \text{tg}30^\circ + 0,175) = 3,88 \text{ m}$$

in direzione trasversale alla strada:

detta L_{dt} la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore



Risulta:

$$L_{dt} = 2.30 + 2 * (0,20 * \text{tg}30^\circ + 0,175) = 2,88 \text{ m}$$

tale valore viene comunque limitato alla larghezza d'ingombro della stesa di carico per cui:

$$b_t = 3.50\text{m}$$

Il valore di L_{dt} viene inoltre limitato conseguentemente alla presenza della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.60m all'esterno dell'impronta del carico.

La pressione dovuta al $Q_{1.a}$ risulta pertanto:

$$Q_{1.a} = 600 * 1,4 / (3,88 * 2,88) = 75,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1.b} = 30 * 1,4 / 2,88 = 14,60 \text{ kN/m}^2$$

essendo il coefficiente di incremento dinamico pari a 1,4

(Condizione Elementare CDC 8-9-10-11)

Come carico accidentale gravante sulla soletta superiore, si ipotizza anche il caso in cui l'intera soletta sia gravata da un carico distribuito di intensità pari a 20 kN/m².

(Condizione Elementare CDC 12)

7.3.5 FRENATURA

Il carico frenante di normativa (q_3) è pari al 20% del carico di normativa $Q_{1,a}$, con impronta pari a 3.5m.

Il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico in direzione trasversale ($L \cdot L_{dt}$), con la seguente relazione:

$$q_{3,dis} = (0.20 \cdot 600) / (2,88 \cdot 3,70) = 11,26 \text{ kN/m}^2$$

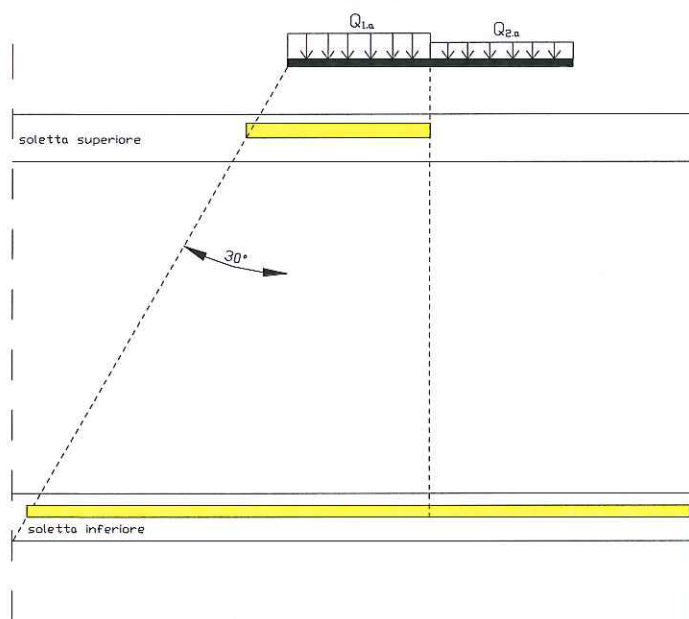
(Condizione Elementare CDC 19)

7.3.6 SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO

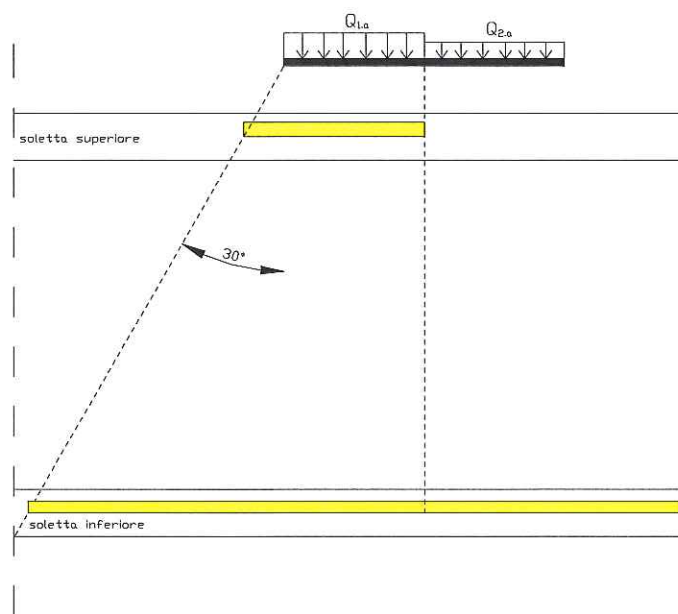
Il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato dovuto al $Q_{1,a}$, si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 4,45 m e lunga 3,45 m. Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione a 30° del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale, pertanto otterremo un carico che diminuisce secondo l'altezza del piedritto, partendo dalla massima intensità sulla superficie di applicazione (piano viario) fino alla minima intensità in corrispondenza della soletta inferiore.

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore di $600 / (3,47 \cdot 2,47) = 70,00 \text{ kN/m}^2$.

Schema di carico utilizzato a ridosso del rilevato (direzione lungo asse di corsia)



Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico secondo lo schema seguente:



Tale distribuzione di carico fornisce alle pareti una spinta variabile lungo l'altezza, con intensità nei nodi superiore e inferiore pari a (asse solette):

$$q'_{Q1a,sup} = 26,86 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{coeff. di spinta a riposo}]$$

$$q'_{Q1a,inf} = 16,08 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{coeff. di spinta a riposo}]$$

Il carico uniformemente distribuito fornisce alle pareti una spinta costante sull'altezza di intensità pari a:

$$q'_{q1b} = 14,60 * 0,43 = 6,28 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{coeff. di spinta a riposo}]$$

$$q'_{acc20} = 20 * 0,43 = 8,60 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{coeff. di spinta a riposo}]$$

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Combinazioni Elementari:

- a) agenti sul piedritto sinistro
- b) agenti su ambo i piedritti

(CDC 13÷18)

7.3.7 AZIONI TERMICHE

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^{\circ}\text{C}$ sulla soletta superiore (CDC 26) ed un salto termico di 5°C , analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (CDC 27).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

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

7.3.8 RITIRO

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

Si ammetteranno per il ritiro finale ε_{cs} (t_{∞} , t_0) i seguenti valori: ε_{cs}

a) Atmosfera con umidità relativa di circa 75%

t_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ cm
1 ÷ 7 giorni	$0,26 \times 10^{-3}$	$0,21 \times 10^{-3}$
8 ÷ 60 giorni	$0,23 \times 10^{-3}$	$0,21 \times 10^{-3}$
> 60 giorni	$0,16 \times 10^{-3}$	$0,20 \times 10^{-3}$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

in cui:

t_0 = età conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro;

α = dimensione fittizia = $2Ac/U$

Ac = area della sezione del conglomerato;

u = perimetro della sezione di conglomerato a contatto con l'atmosfera.

Per valori intermedi si interpolerà linearmente.

$$\alpha = 1$$

Pertanto:

$$\varepsilon_{cs} = 0,16 \cdot 10^{-3}$$

Trattandosi di un fenomeno lento si considera $E_c/3$.

Nel modello di calcolo viene applicato come un ΔT pari a 5°

(CDC 28)

7.3.9 AZIONE SISMICA

1 - Ai fini delle azioni verticali sulla soletta superiore, non considerando i carichi permanenti si ha:

Soletta	8,75	kN/m ²
Permanente	4,00	kN/m ²
Inerzia (permanente + soletta +0%accidentale (P*k _v))	1,56	kN/m ²
Totale	14,31	kN/m²

Inerzia piedritti:

$$V_{i,pied} = 1,07 \text{ kN/m}$$

(Combinazioni Elementari CDC 24)

2 - Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti, mentre sulla soletta superiore si considera l'inerzia della stessa nonché i permanenti portati.

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

$$F_h = P \cdot S \cdot a_g \cdot \gamma_l$$

P = peso proprio;

S = parametro legato al terreno;

a_g = accelerazione di picco al suolo;

γ_l = coefficiente di protezione.

(Combinazioni Elementari CDC 23)

spinta inerziale sulla soletta superiore

$$H_{i,sol} = 3,11 \text{ kN/m}$$

spinta inerziale sui piedritti

$$H_{i,pied} = 2,13 \text{ kN/m}$$

Sovraspinta sismica:

Nel caso di sisma orizzontale vi è da considerare la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma rettangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 0.5 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento alla OPCM n° 3274.

L'incremento di spinta sismica ΔF :

$$\Delta F = S \cdot a_g \cdot \gamma \cdot h \cdot \gamma_l$$

$$\Delta F = 14,14 \text{ kN/m}$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad $h/2$ del piedritto.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si implementa un'apposita condizione di carico; tale condizione di carico che mette in conto i pesi permanenti, l'inerzia della soletta superiore ed i gravanti su di essa, l'inerzia dei piedritti ed infine la sovraspinta sismica.

8 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

8.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Sigla Id
1	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	CDC=Gk (permanente)
3	CDC=Gk (Spinta a riposo piedritto sx)
4	CDC=Gk (Spinta riposo piedritto dx)
5	CDC=Gk (Spinta attiva piedritto sx)
6	CDC=G1k (Spinta attiva piedritto dx)
7	CDC=Qk (Spinta acqua interna)
8	CDC=Qk (Q1a centrato)
9	CDC=Qk (Q1a a filo piedritto dx)
10	CDC=Qk (Q1a a filo piedritto sx)
11	CDC=Qk (Accidentale Q1a a L/4 su soletta)
12	CDC=Qk (Accidentale 20kN/mq)
13	CDC=Qk (Accidentale su piedritto sx (Q1a))
14	CDC=Qk (Accidentale su piedritto dx(Q1a))
15	CDC=Qk (Accidentale (q1b) su piedritto sx)
16	CDC=Qk (Accidentale (q1b) su piedritto dx)
17	CDC=Qk (Accidentale 20kPa su piedritto sx)
18	CDC=Qk (Accidentale 20kPa su piedritto dx)
19	CDC=Qk (frenatura)
20	CDC=Qk (acc sol inf campata dx)
21	CDC=Qk (acc sol inf campata sx)
22	CDC=Qk (acc sol inf campata dx-sx)
23	CDC=Qk (sisma orizzontale)
24	CDC=Qk (sisma verticale)
26	CDC=Qk (Termica uniforme)
27	CDC=Qk (At farfalla)
28	CDC=Qk (Ritiro soletta)

Le azioni caratteristiche, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto, per effettuare le successive verifiche di resistenza, vengono desunte combinando fra loro le suddette Condizioni Elementari. Nella tabella di seguito sono riportati le combinazioni base prescritte da norma sulle quali implementare tutti i possibili scenari di carico della struttura:

Azione	gruppo	g1	g2	g3	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	ϵ_4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
<i>METODO TEN. AMMISSIBILI</i>																	
AI	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0,8*	0	1	1	1
A III	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
<i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO FESSURAZIONE</i>																	
F I	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
F II	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	ψ_1	Ψ_1	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	ψ_2	Ψ_2	0	0	0	0	0	0	0

Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV

<i>STATI LIMITE ULTIMI</i>																		
U I	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β_2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	0	0	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(**)
U II	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β_2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5			
U III	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β_2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5			
U IV	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β_2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3	1,5	1,5			

$\beta_1 = 0,7$ per spinta delle terre

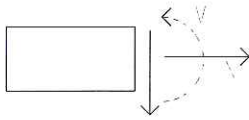
$\beta_2 = 0,5$ per spinta delle terre

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma PRO_SAP (prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. P.tta Schiatti 8/b 44100 Ferrara).

L'analisi strutturale e' condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

Per un esame più dettagliato dei risultanti del calcolo elettronico si rimanda agli output allegati.

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



Per determinare le sollecitazioni più gravose nelle varie sezioni dello scatolare si sono composti i risultati ottenuti nel calcolo agli elementi finiti per le Combinazioni considerate.

La tabella seguente, riportata per esteso tutte le combinazioni di carico adottate ai fini del dimensionamento della struttura, rispettivamente per le condizioni di carico allo SLU e SLE , come previsto dal DM90 e dal DM96.

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Condizione Elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni, così come precedentemente esposto e riassunto nella seguente tabella:

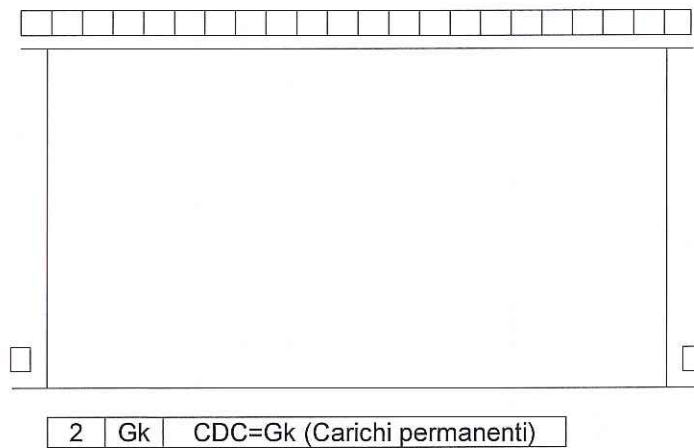
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	
	Peso proprio	Permanenti parati	Spinta a ribasso prefitto dx	Spinta peso asfittico dx	Spinta attivo prefitto sx	Spinta attivo prefitto dx	Spinta acqua interna	Q&A cemento	Q&A filo prefitto dx	Q&A filo prefitto sx	Q&A s. L/A	Accidentale 2D I/Pa	Accidentale su prefitto sx	Accidentale su prefitto dx	Accidentale 9I/Pa prefitto sx	Accidentale 9I/Pa prefitto dx	Accidentale 20I/Pa prefitto sx	Accidentale 20I/Pa prefitto dx	Frenatura	Accidentale int. Col dx	Accidentale int. Col sx	Accidentale int. Col dx+sx	Spinta orizzontale	Spinta verticale	Spinta idrostatica	Teminta Uniforme	Teminta tabella +	Ritiro	
1	1.5	1.5	0	0	1	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
2	1.5	1.5	0	0	1	1	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
3	1.5	1.5	0	0	1	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
4	1.5	1.5	0	0	1	1	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
5	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
6	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
7	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
8	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
9	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
10	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
11	1.5	1.5	0	0	1	1	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	1.2	0	
12	1.5	1.5	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	1.2	0	
13	1.5	1.5	0	0	1	1	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	1.2	0	
14	1.5	1.5	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	1.2	0	
15	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
16	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
17	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
18	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
19	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
20	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
21	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
22	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
23	1	1	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
24	1	1	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
25	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
26	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
27	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2
28	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
29	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
30	1	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	1.5	0	0	1.5	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
31	1	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	1.5	0	0	1.5	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
32	1	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0	
33	1.5	1.5	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
34	1	1	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	
35	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	
36	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
37	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
38	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
39	1	1	0	0	1	1	0	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	0	
40	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	0	
41	1	1	0	0	1	1	0	0.7	0	0	0	0	0	0	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1	
42	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0.7	0	0	0	0	0	0	0.7	0	0	0	0	0	0	1	-1	1	
43	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0.7	0	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1	
44	1	1	0	0	1	1	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1	
45	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1	
46	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	
47	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	
48	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	
49	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	
50	1	1	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0
51	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
52	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
53	1	1	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
54	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
55	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
56	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1	
57	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1	
58	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1	
59	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1	
60	1	1	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	1	
61	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	-1	1	
62	1	1	0																										

8.2 SCHEMI DI CARICO

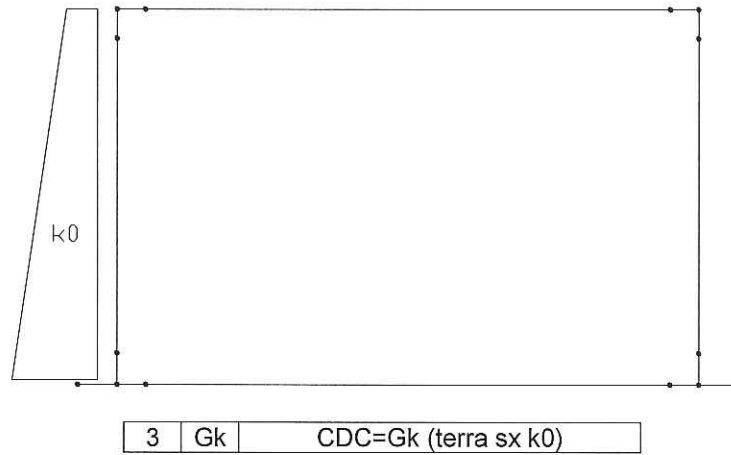
SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC1*



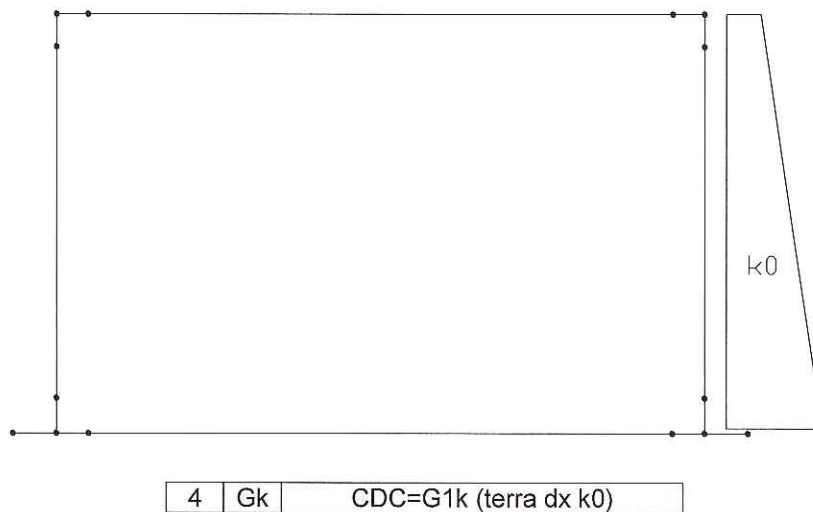
SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC2*



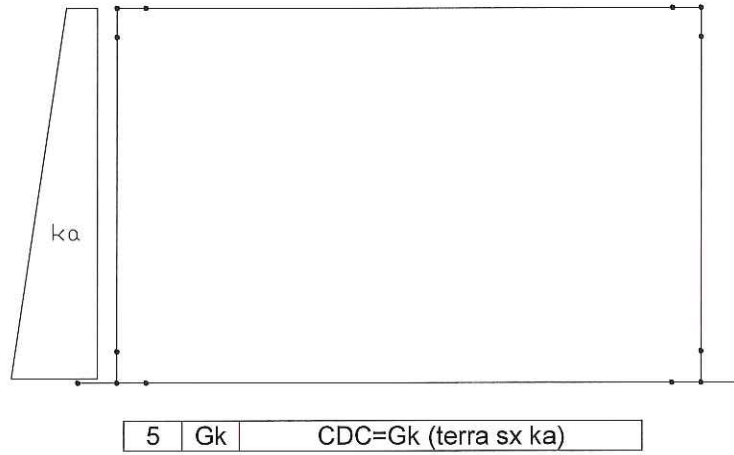
SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO CDC3



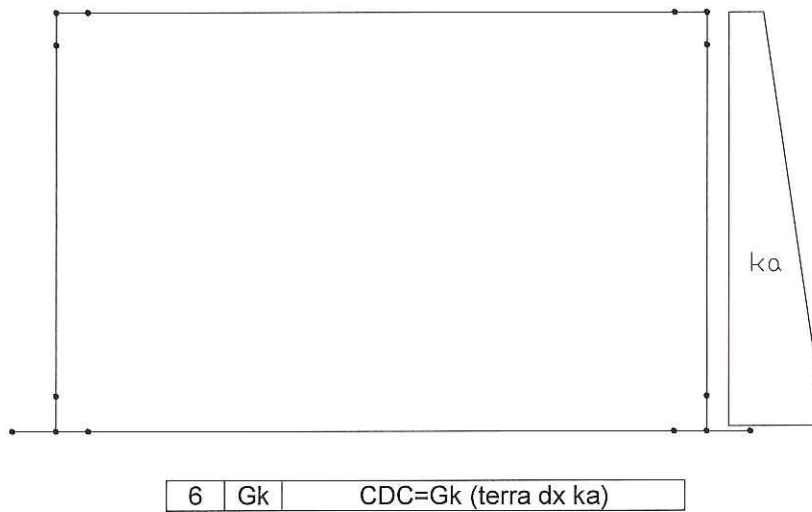
SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO CDC4



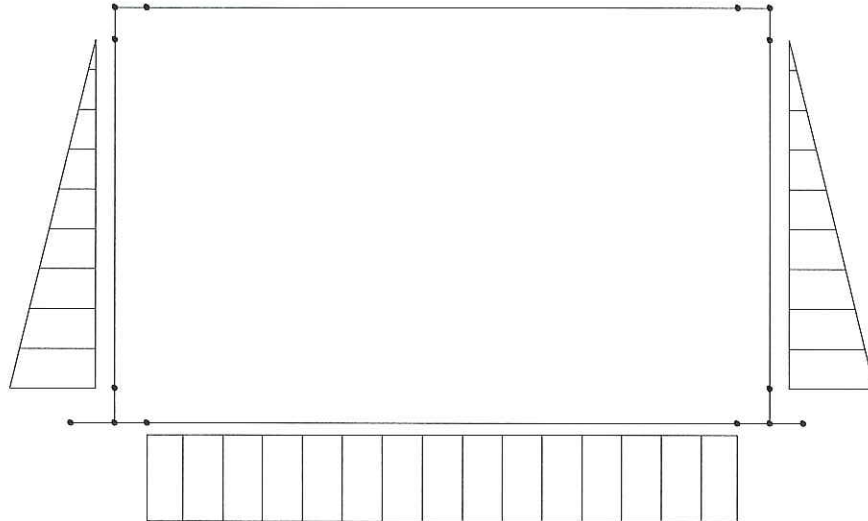
SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC5*



SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC6*

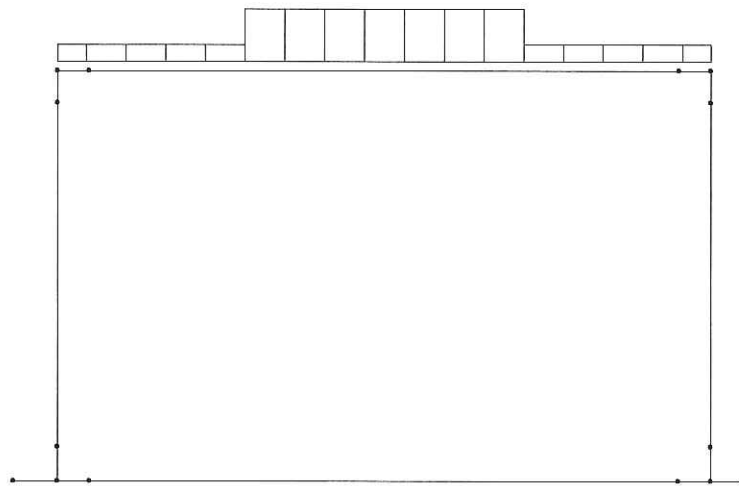


SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO CDC8



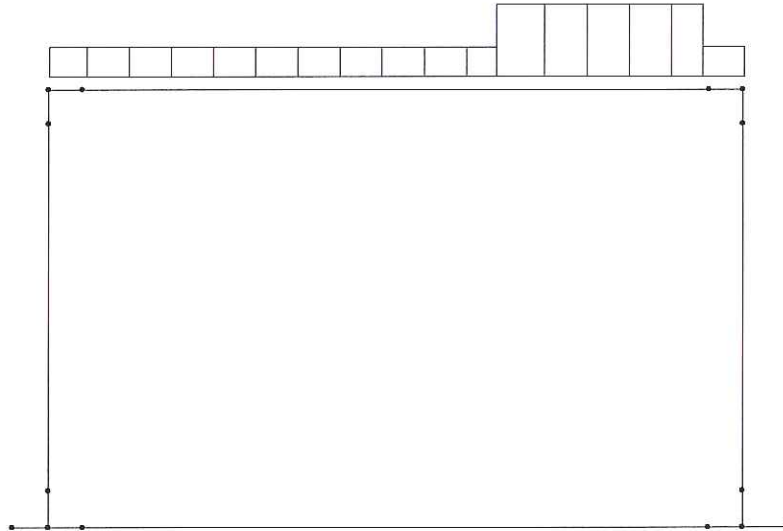
7 | Gk | CDC=Gk (spinta idraulica interna)

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO CDC8



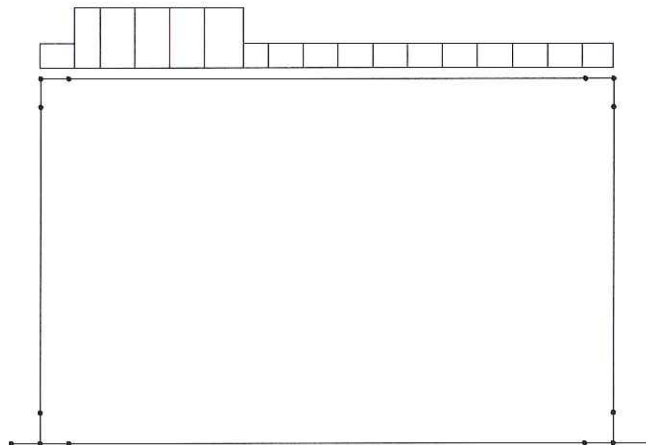
8 | Qk | CDC=Qk (Q1a centrato)

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC9*



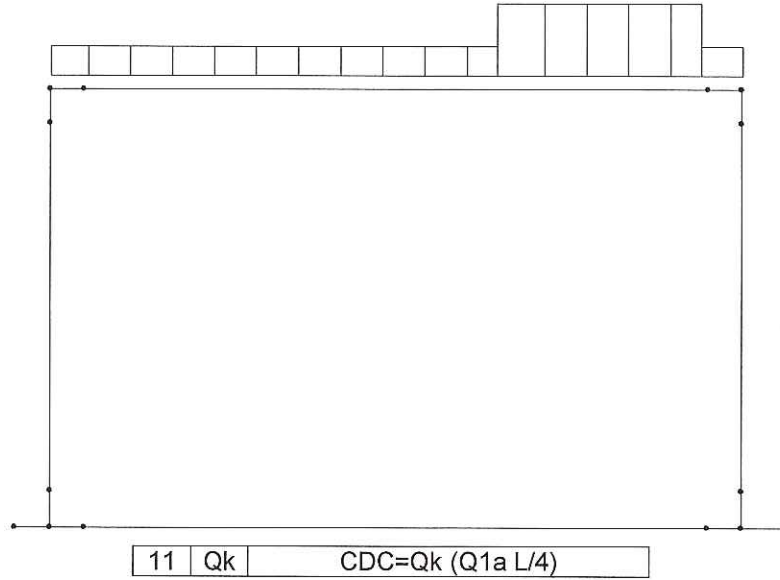
9	Qk	CDC=Qk (Q1a piedritto dx)
---	----	---------------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC10*

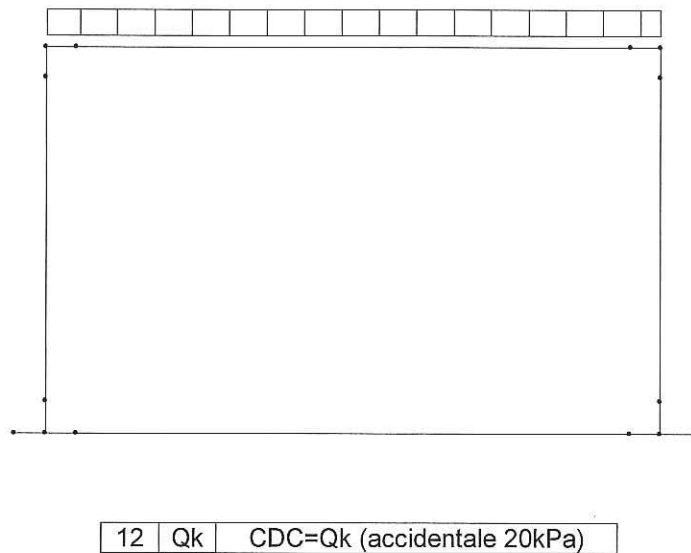


10	Qk	CDC=Qk (Q1a piedritto sx)
----	----	---------------------------

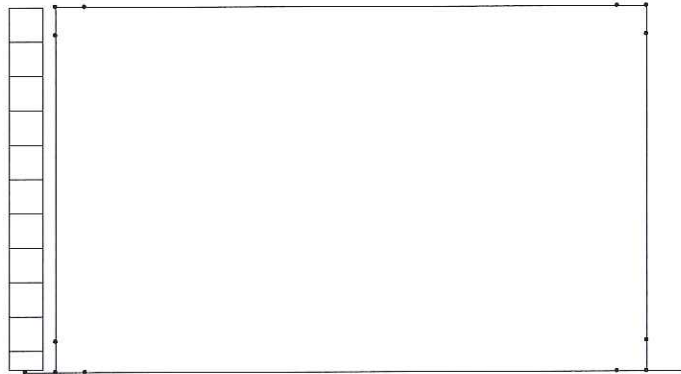
SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC11*



SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC12*

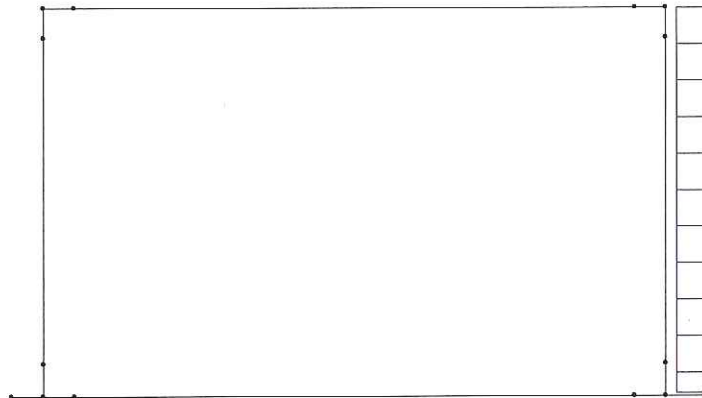


SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC13*



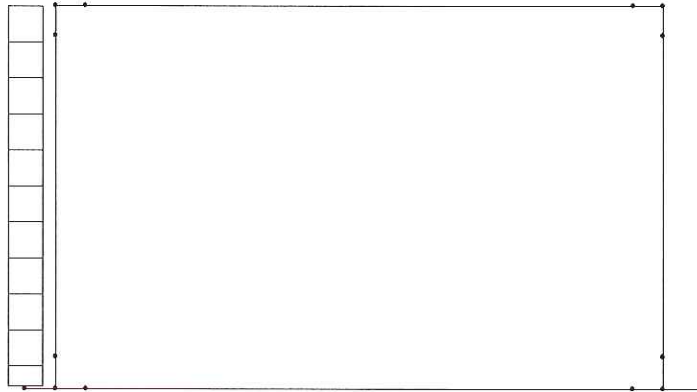
13	Qk	CDC=Qk (Q1k sx)
----	----	-----------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC14*



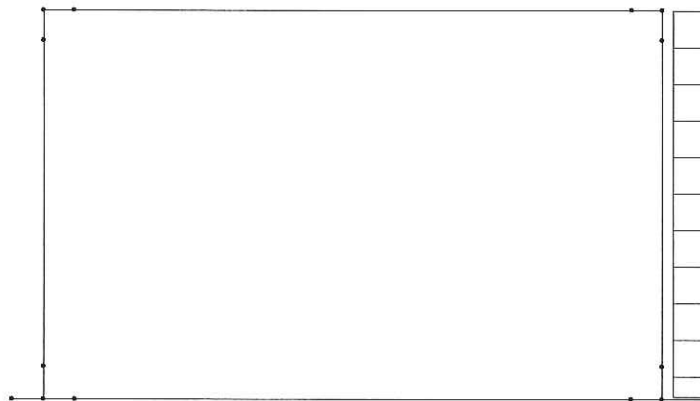
14	Qk	CDC=Qk (Q1k dx)
----	----	-----------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC15*



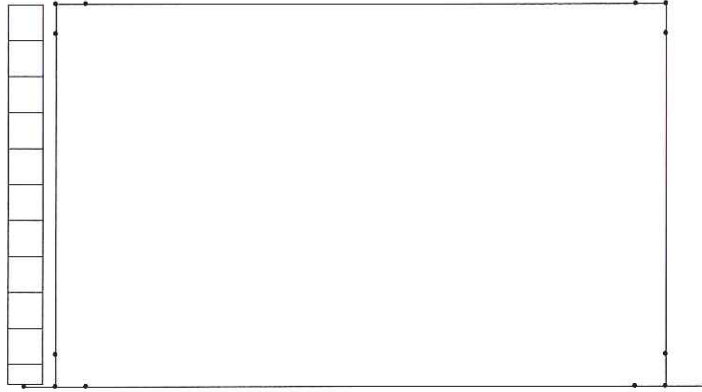
15	Qk	CDC=Qk (q1b a sx)
----	----	-------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC16*



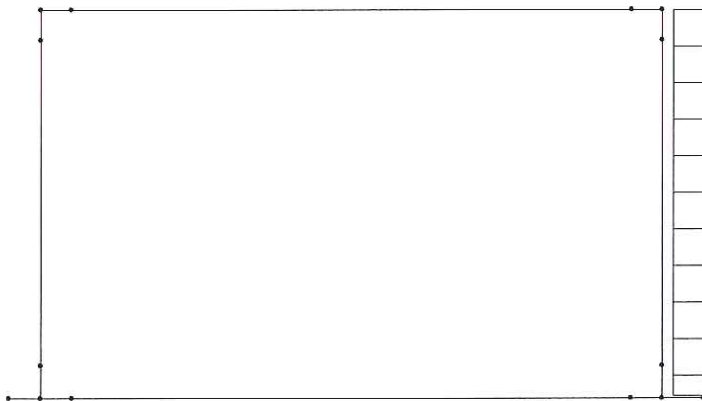
16	Qk	CDC=Qk (q1b a dx)
----	----	-------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC17*



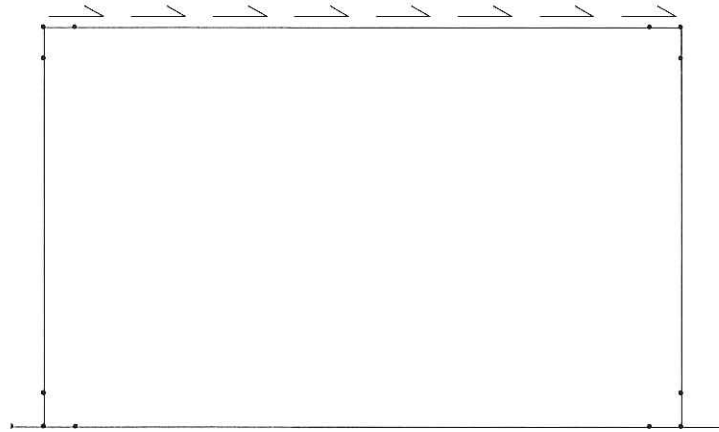
17	Qk	CDC=Qk (20kPa a sx)
----	----	---------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC18*



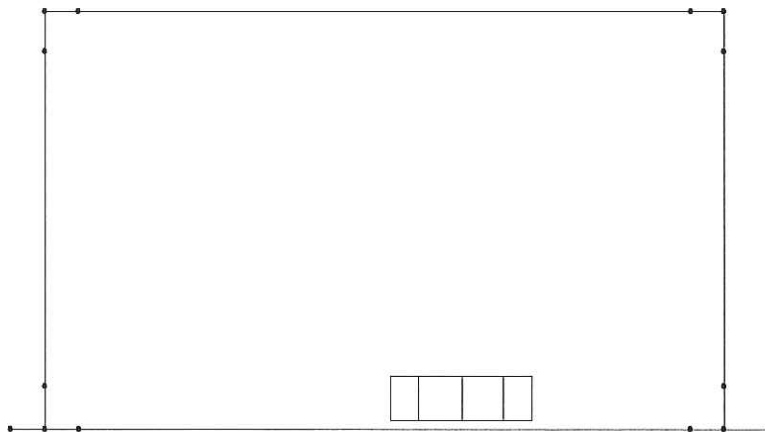
18	Qk	CDC=Qk (20kPa dx)
----	----	-------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC19*



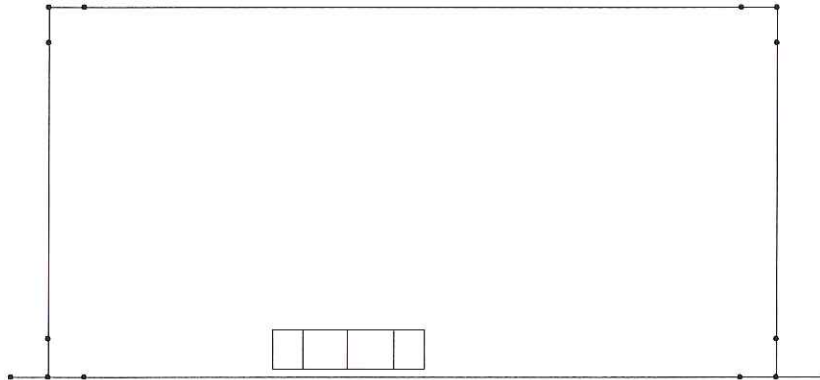
19	Qk	CDC=Qk (Frenatura)
----	----	--------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC20*



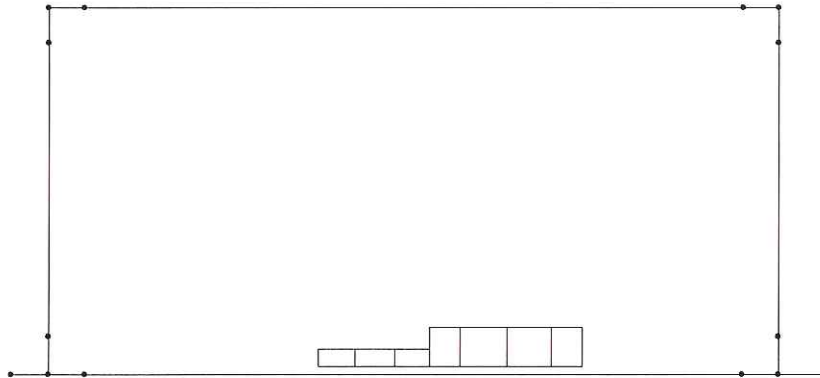
20	Qk	CDC=Qk (Accidentale inferiore dx)
----	----	-----------------------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC21*



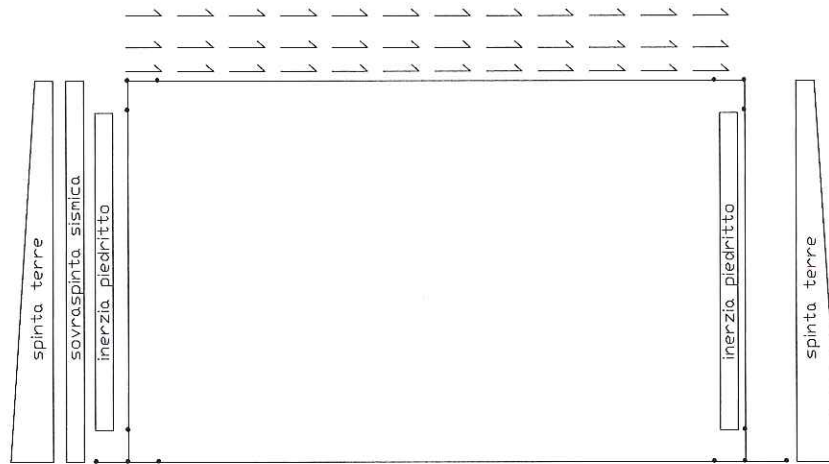
21	Qk	CDC=Qk (Accidentale inferiore sx)
----	----	-----------------------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC22*



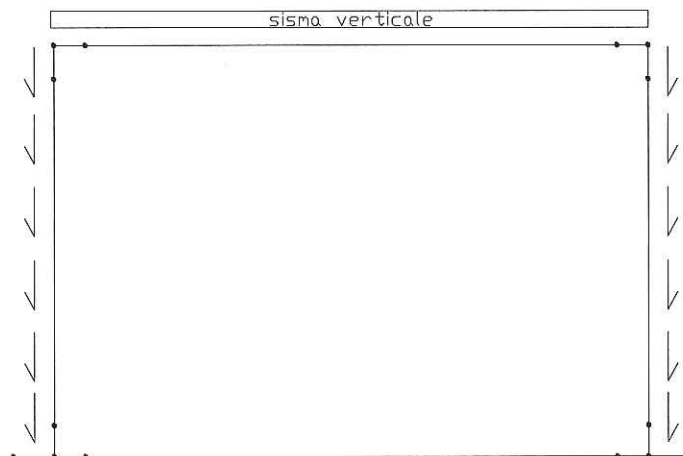
22	Qk	CDC=Qk (Accidentale inferiore dx-sx)
----	----	--------------------------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO CDC23



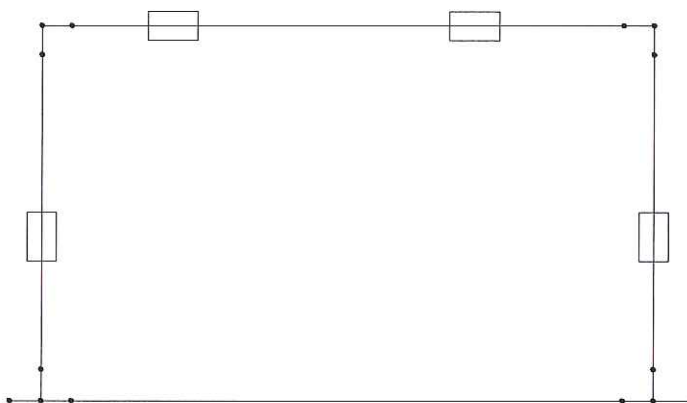
23	Qk	CDC=Qk (Sisma orizzontale)
----	----	----------------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO CDC24



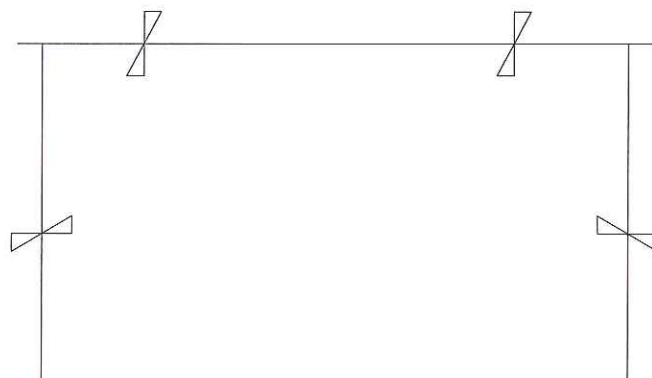
24	Qk	CDC=Qk (Sisma verticale)
----	----	--------------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC26*



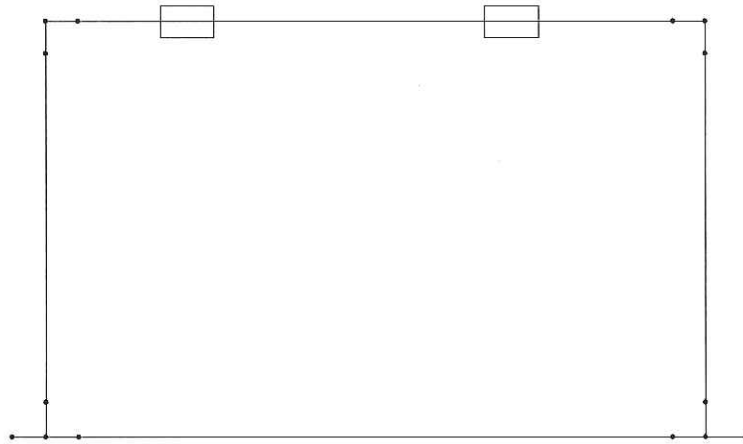
26	Qk	CDC=Qk (Termica uniforme)
----	----	---------------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO *CDC27*



27	Qk	CDC=Qk (Termica farfalla soletta)
----	----	-----------------------------------

SCHEMA DELLA CONDIZIONE DI CARICO CDC28



28	Qk	CDC=Qk (Ritiro)
----	----	-----------------

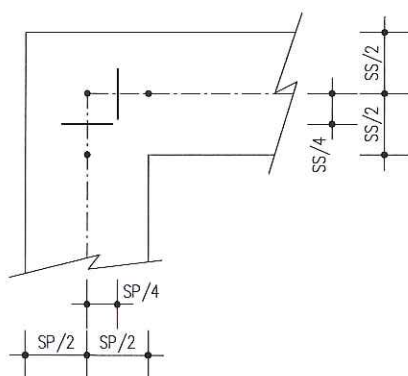
9 VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE SCATOLARE

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

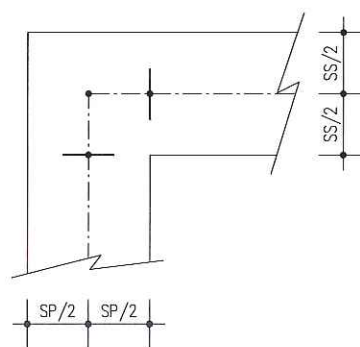
Le verifiche a flessione vengono effettuate rispettivamente:

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

Le verifiche a fessurazione ed a taglio vengono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica per la condizione in esercizio sono effettuati con il metodo degli Stati Limite. Per la condizione sismica si eseguono verifiche tensionali controllando che i materiali si mantengano in campo elastico così come prescritto dall'Ordinanza n° 3274 e successive revisioni.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate nel vigente D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" (D.M. 9/01/1996), e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FI, FII ed FIII della normativa sui ponti stradali (D.M. 4/05/1990).

In particolare, le verifiche a fessurazione sono state condotte seguendo i due passaggi riportati nel seguito.

a) Combinazione FII

Apertura teorica delle fessure in ambiente aggressivo: $w = 0.2 \text{ mm}$

Apertura teorica delle fessure in ambiente normale: $w = 0.3 \text{ mm}$

b) Combinazione FI, FIII

Apertura teorica delle fessure in ambiente aggressivo: $w = 0.1 \text{ mm}$

Apertura teorica delle fessure in ambiente normale: $w = 0.2 \text{ mm}$

I valori di w sopra riportati costituiscono le aperture ammissibili nel caso in cui il ricoprimento dell'armatura di forza (c) sia uguale al valore minimo di Normativa (c_{\min}). Nel caso in oggetto il ricoprimento minimo effettivo delle armature di forza è almeno $c=6.00\text{cm}$, il ricoprimento minimo di Normativa è $c_{\min}=4.0\text{cm}$, quindi $c/c_{\min}=1.5$.

Pertanto le aperture ammissibili risulteranno rispettivamente:

a) Combinazione FII

Apertura teorica delle fessure in ambiente aggressivo: $w_{\text{amm}} = 1.5 \cdot 0.2 = 0.3 \text{ mm}$

Apertura teorica delle fessure in ambiente normale: $w_{\text{amm}} = 1.5 \cdot 0.3 = 0.45 \text{ mm}$

b) Combinazione FI, FIII

Apertura teorica delle fessure in ambiente aggressivo: $w_{\text{amm}} = 1.5 \cdot 0.1 = 0.15 \text{ mm}$

Apertura teorica delle fessure in ambiente normale: $w_{\text{amm}} = 1.5 \cdot 0.2 = 0.3 \text{ mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

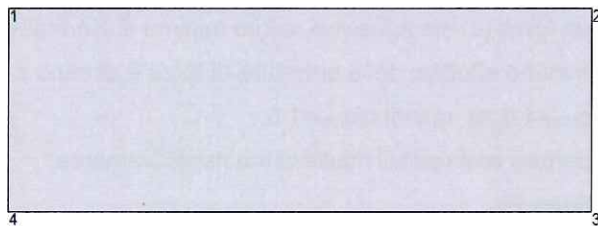
per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.70 f_{yk}$

9.2 SOLETTA SUPERIORE

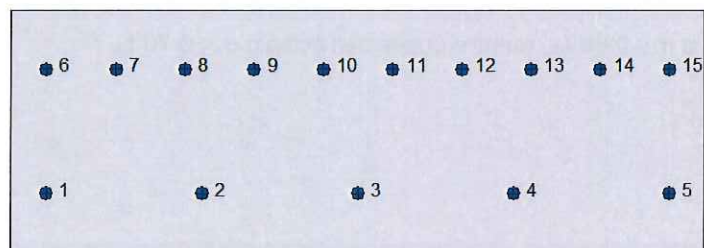
9.2.1 ATTACCO PIEDRITTO (ASTA 9)

9.2.1.1 Verifiche a Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	35.0
2	100.0	35.0
3	100.0	0.0
4	0.0	0.0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/h)
1	5.0	8.5	2.5	no
2	27.5	8.5	2.5	no
3	50.0	8.5	2.5	no
4	72.5	8.5	2.5	no

5	95.0	8.5	2.5	no
6	5.0	26.5	2.5	no
7	15.0	26.5	2.5	no
8	25.0	26.5	2.5	no
9	35.0	26.5	2.5	no
10	45.0	26.5	2.5	no
11	55.0	26.5	2.5	no
12	65.0	26.5	2.5	no
13	75.0	26.5	2.5	no
14	85.0	26.5	2.5	no
15	95.0	26.5	2.5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

Note:

Verifiche SLE per ambiente moderatamente aggressivo

Materiali:

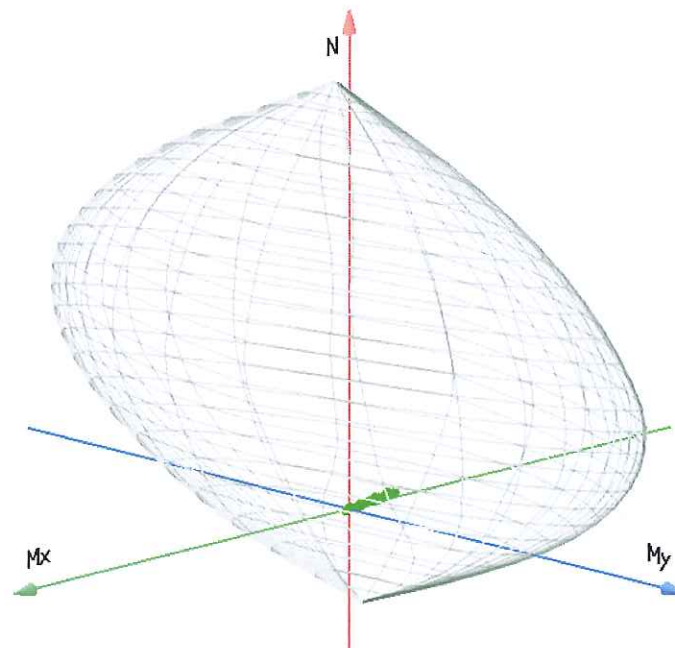
Calcestruzzo classe: C25/30

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²
fctm (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²
G (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm²
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 44k

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4300 daN/cm²
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.120
G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:


Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1427.2	-42.8	0.0	Completamente tesa
6365.7	42.8	0.0	Completamente compressa
0.0	130.7	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-219.3	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	566.6	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-566.6	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-13.9	-27.2	0.0	P	-106.6	-208.8	0.0	0.130	OK
				M	-1334.6	-27.2	0.0	0.010	
				N	-13.9	-218.0	0.0	0.120	
2	-16.8	7.9	0.0	P	-228.5	107.9	0.0	0.070	OK
				M	-1112.8	7.9	0.0	0.010	
				N	-16.8	129.1	0.0	0.060	
3	-13.9	-27.2	0.0	P	-106.6	-208.8	0.0	0.130	OK
				M	-1334.6	-27.2	0.0	0.010	
				N	-13.9	-218.0	0.0	0.120	
4	-16.8	7.9	0.0	P	-228.5	107.9	0.0	0.070	OK
				M	-1112.8	7.9	0.0	0.010	
				N	-16.8	129.1	0.0	0.060	
5	53.3	-126.8	0.0	P	96.1	-228.6	0.0	0.550	OK
				M	4858.2	-126.7	0.0	0.010	

				N	53.3	-224.5	0.0	0.560	
6	52.3	-93.8	0.0	P	129.2	-231.8	0.0	0.400	OK
				M	5144.4	-93.8	0.0	0.010	
				N	52.3	-224.4	0.0	0.420	
7	68.3	-142.9	0.0	P	109.9	-230.0	0.0	0.620	OK
				M	4703.2	-142.8	0.0	0.010	
				N	68.3	-226.0	0.0	0.630	
8	26.5	-91.0	0.0	P	65.6	-225.7	0.0	0.400	OK
				M	5168.5	-91.0	0.0	0.000	
				N	26.5	-221.9	0.0	0.410	
9	25.5	-58.0	0.0	P	100.6	-229.1	0.0	0.250	OK
				M	5454.7	-57.9	0.0	0.000	
				N	25.5	-221.8	0.0	0.260	
10	41.5	-107.1	0.0	P	88.2	-227.9	0.0	0.470	OK
				M	5030.2	-107.0	0.0	0.010	
				N	41.5	-223.4	0.0	0.480	
11	3.0	-39.7	0.0	P	16.9	-221.0	0.0	0.180	OK
				M	5614.4	-39.7	0.0	0.000	
				N	3.0	-219.6	0.0	0.180	
12	0.1	-4.6	0.0	P	3.7	-219.7	0.0	0.020	OK
				M	5925.9	-4.5	0.0	0.000	
				N	0.1	-219.3	0.0	0.020	
13	3.0	-39.7	0.0	P	16.9	-221.0	0.0	0.180	OK
				M	5614.4	-39.7	0.0	0.000	
				N	3.0	-219.6	0.0	0.180	
14	0.1	-4.6	0.0	P	3.7	-219.7	0.0	0.020	OK
				M	5925.9	-4.5	0.0	0.000	
				N	0.1	-219.3	0.0	0.020	
15	44.1	-115.9	0.0	P	86.7	-227.7	0.0	0.510	OK
				M	4954.7	-115.8	0.0	0.010	
				N	44.1	-223.6	0.0	0.520	
16	43.2	-82.9	0.0	P	120.2	-231.0	0.0	0.360	OK
				M	5238.5	-82.8	0.0	0.010	
				N	43.2	-223.5	0.0	0.370	
17	59.1	-132.0	0.0	P	102.7	-229.3	0.0	0.580	OK
				M	4809.3	-131.9	0.0	0.010	
				N	59.1	-225.1	0.0	0.590	
18	17.3	-80.1	0.0	P	48.5	-224.0	0.0	0.360	OK
				M	5262.9	-80.0	0.0	0.000	
				N	17.3	-221.0	0.0	0.360	
19	16.4	-47.1	0.0	P	78.8	-227.0	0.0	0.210	OK
				M	5549.7	-47.0	0.0	0.000	
				N	16.4	-220.9	0.0	0.210	
20	32.3	-96.2	0.0	P	76.2	-226.7	0.0	0.420	OK
				M	5124.5	-96.1	0.0	0.010	
				N	32.3	-222.5	0.0	0.430	
21	44.1	-115.9	0.0	P	86.7	-227.7	0.0	0.510	OK
				M	4954.7	-115.8	0.0	0.010	
				N	44.1	-223.6	0.0	0.520	
22	17.3	-80.1	0.0	P	48.5	-224.0	0.0	0.360	OK
				M	5262.9	-80.0	0.0	0.000	
				N	17.3	-221.0	0.0	0.360	
23	44.8	-42.1	0.0	P	259.8	-244.1	0.0	0.170	OK
				M	5593.6	-42.0	0.0	0.010	
				N	44.8	-223.7	0.0	0.190	
24	18.0	-6.3	0.0	P	838.3	-292.7	0.0	0.020	OK
				M	5911.0	-6.2	0.0	0.000	

				N	18.0	-221.1	0.0	0.030	
25	43.3	-102.4	0.0	P	96.6	-228.7	0.0	0.450	OK
				M	5070.7	-102.3	0.0	0.010	
				N	43.3	-223.5	0.0	0.460	
26	42.3	-69.4	0.0	P	142.0	-233.0	0.0	0.300	OK
				M	5355.7	-69.3	0.0	0.010	
				N	42.3	-223.4	0.0	0.310	
27	17.3	-80.1	0.0	P	48.5	-224.0	0.0	0.360	OK
				M	5262.9	-80.0	0.0	0.000	
				N	17.3	-221.0	0.0	0.360	
28	16.4	-47.1	0.0	P	78.8	-227.0	0.0	0.210	OK
				M	5549.7	-47.0	0.0	0.000	
				N	16.4	-220.9	0.0	0.210	
29	42.4	-44.0	0.0	P	232.8	-241.6	0.0	0.180	OK
				M	5577.3	-43.9	0.0	0.010	
				N	42.4	-223.4	0.0	0.200	
30	66.4	-117.8	0.0	P	130.7	-232.0	0.0	0.510	OK
				M	4938.4	-117.7	0.0	0.010	
				N	66.4	-225.8	0.0	0.520	
31	67.4	-83.3	0.0	P	192.4	-237.8	0.0	0.350	OK
				M	5235.3	-83.2	0.0	0.010	
				N	67.4	-225.9	0.0	0.370	
32	96.4	-122.2	0.0	P	187.2	-237.3	0.0	0.510	OK
				M	4900.7	-122.1	0.0	0.020	
				N	96.4	-228.7	0.0	0.530	
33	42.4	-44.0	0.0	P	232.8	-241.6	0.0	0.180	OK
				M	5577.3	-43.9	0.0	0.010	
				N	42.4	-223.4	0.0	0.200	
75	6.4	-0.7	0.0	P	2670.8	-283.3	0.0	0.000	OK
				M	5961.2	-0.6	0.0	0.000	
				N	6.4	-219.9	0.0	0.000	
76	25.6	-44.6	0.0	P	133.2	-232.2	0.0	0.190	OK
				M	5571.7	-44.5	0.0	0.000	
				N	25.6	-221.8	0.0	0.200	
77	4.7	1.5	0.0	P	566.9	185.2	0.0	0.010	OK
				M	5981.4	1.6	0.0	0.000	
				N	4.7	131.2	0.0	0.010	
78	18.0	-35.5	0.0	P	116.8	-230.6	0.0	0.150	OK
				M	5651.6	-35.4	0.0	0.000	
				N	18.0	-221.1	0.0	0.160	
79	7.5	-1.7	0.0	P	1443.2	-328.5	0.0	0.000	OK
				M	5952.0	-1.6	0.0	0.000	
				N	7.5	-220.1	0.0	0.010	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
7	68.3	-142.9	0.0	P	109.9	-230.0	0.0	0.620	OK
32	96.4	-122.2	0.0	M	4900.7	-122.1	0.0	0.020	OK
7	68.3	-142.9	0.0	N	68.3	-226.0	0.0	0.630	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 14940.0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 301000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46 OK	-14.3	0.0	-8.2	-1104.5	0.07	26635.5	0.09
47 OK	9.1	0.0	-10.2	-943.9	0.06	34145.8	0.11
48 OK	-14.3	0.0	-8.2	-1104.5	0.07	26635.5	0.09
49 OK	9.1	0.0	-10.2	-943.9	0.06	34145.8	0.11
50 OK	-87.8	0.0	38.7	-6837.2	0.46	144351.6	0.48
51 OK	-65.8	0.0	38.0	-5129.3	0.34	106286.3	0.35
52 OK	-98.5	0.0	48.7	-7672.5	0.51	160810.5	0.53
53 OK	-63.9	0.0	20.8	-4972.3	0.33	106618.9	0.35
54 OK	-41.9	0.0	20.2	-3264.7	0.22	68548.4	0.23
55 OK	-74.6	0.0	30.8	-5807.7	0.39	123075.0	0.41
56 OK	-21.6	0.0	-2.1	-1674.7	0.11	37987.0	0.13
57 OK	1.8	0.0	-4.1	-190.8	0.01	7634.3	0.03
58 OK	-21.6	0.0	-2.1	-1674.7	0.11	37987.0	0.13
59 OK	1.8	0.0	-4.1	-190.8	0.01	7634.3	0.03
60 OK	-78.7	0.0	31.1	-6126.9	0.41	130155.3	0.43
61 OK	-56.7	0.0	30.4	-4419.1	0.30	92087.7	0.31
62 OK	-89.4	0.0	41.1	-6962.2	0.47	146613.1	0.49
63 OK	-54.8	0.0	13.2	-4261.7	0.29	92425.6	0.31
64 OK	-32.8	0.0	12.6	-2554.3	0.17	54351.8	0.18
65 OK	-65.5	0.0	23.2	-5097.3	0.34	108879.4	0.36
66 OK	-78.7	0.0	31.1	-6126.9	0.41	130155.3	0.43
67 OK	-54.8	0.0	13.2	-4261.7	0.29	92425.6	0.31
68 OK	-24.0	0.0	27.8	-1880.2	0.13	35943.8	0.12
69 OK	-0.1	0.0	9.9	-32.3	0.00	-427.8	0.00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
34 OK	-15.5	0.0	-3.0	0.02	0.08
35 OK	2.6	0.0	0.0	0.01	0.03
36 OK	-63.9	0.0	20.8	0.09	0.30
37 OK	-41.9	0.0	20.2	0.06	0.19
38 OK	-74.6	0.0	30.8	0.10	0.34
44 OK	-69.4	0.0	26.9	0.10	0.32
45 OK	-0.1	0.0	9.9	0.00	0.00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11205.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.15$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	

39	OK	-15.0	0.0	3.8	-1164.1	0.10	0.02	0.14
40	OK	1.4	0.0	2.4	-138.3	0.01	0.00	0.03
41	OK	-44.1	0.0	11.3	-3427.1	0.31	0.06	0.41
42	OK	-28.7	0.0	10.8	-2231.9	0.20	0.04	0.27
43	OK	-51.6	0.0	18.3	-4012.3	0.36	0.07	0.48
70	OK	16.4	0.0	-5.7	-1685.5	0.15	0.07	0.44
71	OK	-28.1	0.0	14.4	-2189.3	0.20	0.04	0.26
72	OK	7.4	0.0	1.9	-744.4	0.07	0.03	0.18
73	OK	-19.0	0.0	6.8	-1478.9	0.13	0.03	0.18
74	OK	14.5	0.0	-3.8	-1479.9	0.13	0.06	0.39

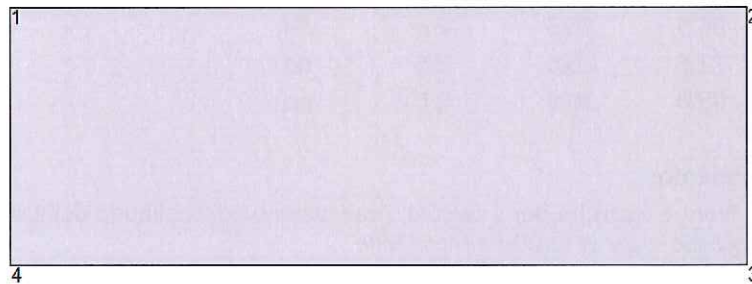
9.2.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

V_{sdu}	234.8	kN
M_{sdu}	110.9	kNm
N_{sdu}	57.8	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	26.50	cm
Asl	20.1	cm ²
c	8.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.78	gradi
$ctg\theta$	2.50	
θ imposto	-	gradi
Asw	5.64	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.1661	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	171.171	kN
$V_{Rd,min}$	131.979	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000941	
$s_{l,max}$	19.88	cm
$A_{sw,min}$	1.870	cm ² / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	658.719	kN
V_{Rsd}	658.719	kN
V_{Rd}	658.719	kN

La verifica è soddisfatta considerando armatura a taglio $\Phi 12/(20 \times 20)$.

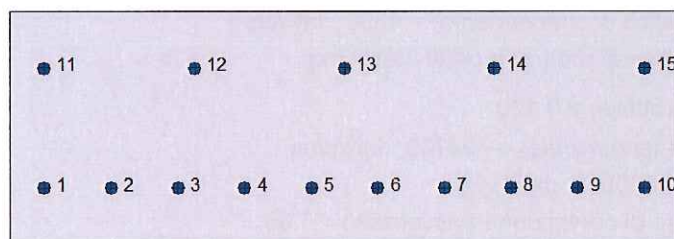
9.2.2 MEZZERIA (ASTA 12)

9.2.2.1 Verifiche a Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	35.0
2	100.0	35.0
3	100.0	0.0
4	0.0	0.0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5.0	8.5	2.5	no
2	15.0	8.5	2.5	no

3	25.0	8.5	2.5	no
4	35.0	8.5	2.5	no
5	45.0	8.5	2.5	no
6	55.0	8.5	2.5	no
7	65.0	8.5	2.5	no
8	75.0	8.5	2.5	no
9	85.0	8.5	2.5	no
10	95.0	8.5	2.5	no
11	5.0	26.5	2.5	no
12	27.5	26.5	2.5	no
13	50.0	26.5	2.5	no
14	72.5	26.5	2.5	no
15	95.0	26.5	2.5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

Note:

Verifiche SLE per ambiente poco aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C25/30

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 44k

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4300 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.120

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²

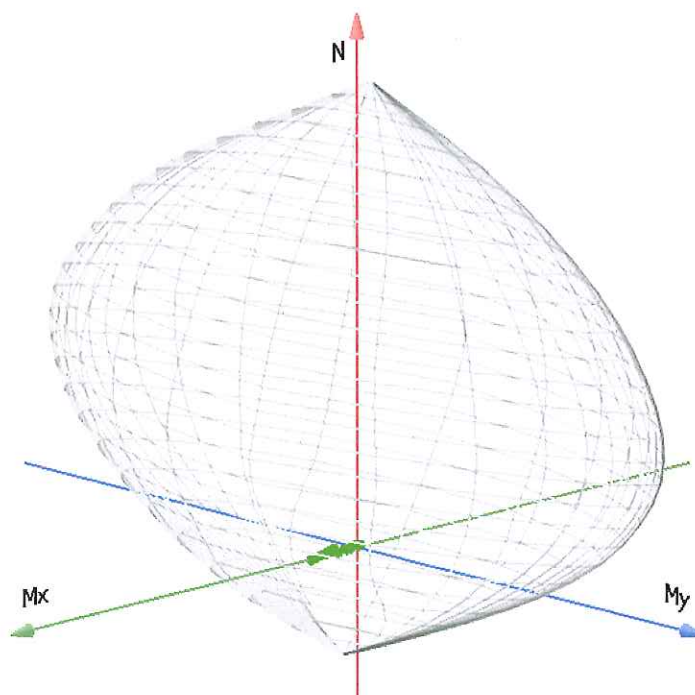
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1427.2	42.8	0.0	Completamente tesa
6365.7	-42.8	0.0	Completamente compressa
0.0	219.3	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-130.7	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	566.6	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-566.6	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-13.9	139.0	0.0	P	-21.7	217.2	0.0	0.640	OK
				M	-758.8	139.0	0.0	0.020	
				N	-13.9	218.0	0.0	0.640	
2	-16.8	69.8	0.0	P	-51.7	214.3	0.0	0.330	OK
				M	-1264.6	69.8	0.0	0.010	
				N	-16.8	217.7	0.0	0.320	
3	-13.9	139.0	0.0	P	-21.7	217.2	0.0	0.640	OK
				M	-758.8	139.0	0.0	0.020	
				N	-13.9	218.0	0.0	0.640	
4	-16.8	69.8	0.0	P	-51.7	214.3	0.0	0.330	OK
				M	-1264.6	69.8	0.0	0.010	
				N	-16.8	217.7	0.0	0.320	

5	26.5	84.3	0.0	P	71.0	226.2	0.0	0.370	OK
				M	5226.9	84.2	0.0	0.000	
				N	26.5	221.9	0.0	0.380	
6	25.5	14.8	0.0	P	450.7	261.3	0.0	0.060	OK
				M	5835.0	14.7	0.0	0.000	
				N	25.5	221.8	0.0	0.070	
7	41.5	82.1	0.0	P	116.5	230.6	0.0	0.360	OK
				M	5246.1	82.0	0.0	0.010	
				N	41.5	223.4	0.0	0.370	
8	26.5	84.3	0.0	P	71.0	226.2	0.0	0.370	OK
				M	5226.9	84.2	0.0	0.000	
				N	26.5	221.9	0.0	0.380	
9	25.5	14.8	0.0	P	450.7	261.3	0.0	0.060	OK
				M	5835.0	14.7	0.0	0.000	
				N	25.5	221.8	0.0	0.070	
10	41.5	82.1	0.0	P	116.5	230.6	0.0	0.360	OK
				M	5246.1	82.0	0.0	0.010	
				N	41.5	223.4	0.0	0.370	
11	3.0	126.4	0.0	P	5.3	219.8	0.0	0.570	OK
				M	4862.0	126.3	0.0	0.000	
				N	3.0	219.6	0.0	0.570	
12	0.1	57.2	0.0	P	0.3	219.3	0.0	0.260	OK
				M	5461.3	57.2	0.0	0.000	
				N	0.1	219.3	0.0	0.260	
13	3.0	126.4	0.0	P	5.3	219.8	0.0	0.570	OK
				M	4862.0	126.3	0.0	0.000	
				N	3.0	219.6	0.0	0.570	
14	0.1	57.2	0.0	P	0.3	219.3	0.0	0.260	OK
				M	5461.3	57.2	0.0	0.000	
				N	0.1	219.3	0.0	0.260	
15	17.3	95.2	0.0	P	40.7	223.3	0.0	0.430	OK
				M	5132.7	95.1	0.0	0.000	
				N	17.3	221.0	0.0	0.430	
16	16.4	25.7	0.0	P	148.9	233.7	0.0	0.110	OK
				M	5738.2	25.6	0.0	0.000	
				N	16.4	220.9	0.0	0.120	
17	32.3	93.0	0.0	P	78.9	227.0	0.0	0.410	OK
				M	5152.0	92.9	0.0	0.010	
				N	32.3	222.5	0.0	0.420	
18	17.3	95.2	0.0	P	40.7	223.3	0.0	0.430	OK
				M	5132.7	95.1	0.0	0.000	
				N	17.3	221.0	0.0	0.430	
19	16.4	25.7	0.0	P	148.9	233.7	0.0	0.110	OK
				M	5738.2	25.6	0.0	0.000	
				N	16.4	220.9	0.0	0.120	
20	32.3	93.0	0.0	P	78.9	227.0	0.0	0.410	OK
				M	5152.0	92.9	0.0	0.010	
				N	32.3	222.5	0.0	0.420	
21	17.3	95.2	0.0	P	40.7	223.3	0.0	0.430	OK
				M	5132.7	95.1	0.0	0.000	
				N	17.3	221.0	0.0	0.430	
22	17.3	95.2	0.0	P	40.7	223.3	0.0	0.430	OK
				M	5132.7	95.1	0.0	0.000	
				N	17.3	221.0	0.0	0.430	
23	18.0	32.7	0.0	P	127.3	231.6	0.0	0.140	OK
				M	5676.0	32.7	0.0	0.000	
				N	18.0	221.1	0.0	0.150	

24	18.0	32.7	0.0	P	127.3	231.6	0.0	0.140	OK
				M	5676.0	32.7	0.0	0.000	
				N	18.0	221.1	0.0	0.150	
25	16.4	108.7	0.0	P	33.7	222.6	0.0	0.490	OK
				M	5016.5	108.6	0.0	0.000	
				N	16.4	220.9	0.0	0.490	
26	15.5	39.2	0.0	P	89.9	228.0	0.0	0.170	OK
				M	5618.8	39.2	0.0	0.000	
				N	15.5	220.8	0.0	0.180	
27	17.3	95.2	0.0	P	40.7	223.3	0.0	0.430	OK
				M	5132.7	95.1	0.0	0.000	
				N	17.3	221.0	0.0	0.430	
28	16.4	25.7	0.0	P	148.9	233.7	0.0	0.110	OK
				M	5738.2	25.6	0.0	0.000	
				N	16.4	220.9	0.0	0.120	
29	15.6	38.9	0.0	P	91.3	228.2	0.0	0.170	OK
				M	5621.9	38.8	0.0	0.000	
				N	15.6	220.8	0.0	0.180	
30	39.6	76.2	0.0	P	120.0	230.9	0.0	0.330	OK
				M	5297.1	76.1	0.0	0.010	
				N	39.6	223.2	0.0	0.340	
31	40.6	6.3	0.0	P	1997.4	312.2	0.0	0.020	OK
				M	5910.5	6.3	0.0	0.010	
				N	40.6	223.3	0.0	0.030	
32	69.6	71.7	0.0	P	234.5	241.8	0.0	0.300	OK
				M	5335.5	71.6	0.0	0.010	
				N	69.6	226.1	0.0	0.320	
33	15.6	38.9	0.0	P	91.3	228.2	0.0	0.170	OK
				M	5621.9	38.8	0.0	0.000	
				N	15.6	220.8	0.0	0.180	
75	4.9	22.5	0.0	P	49.2	224.1	0.0	0.100	OK
				M	5766.2	22.4	0.0	0.000	
				N	4.9	219.8	0.0	0.100	
76	20.7	-10.7	0.0	P	312.0	-160.9	0.0	0.070	OK
				M	6064.3	-10.7	0.0	0.000	
				N	20.7	-132.7	0.0	0.080	
77	3.2	24.7	0.0	P	28.6	222.1	0.0	0.110	OK
				M	5746.8	24.6	0.0	0.000	
				N	3.2	219.6	0.0	0.110	
78	13.0	-1.6	0.0	P	2724.2	-326.5	0.0	0.000	OK
				M	5981.7	-1.7	0.0	0.000	
				N	13.0	-132.0	0.0	0.010	
79	2.6	31.1	0.0	P	18.2	221.1	0.0	0.140	OK
				M	5690.7	31.0	0.0	0.000	
				N	2.6	219.6	0.0	0.140	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-13.9	139.0	0.0	P	-21.7	217.2	0.0	0.640	OK
1	-13.9	139.0	0.0	M	-758.8	139.0	0.0	0.020	OK
1	-13.9	139.0	0.0	N	-13.9	218.0	0.0	0.640	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 14940.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 301000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46 OK	96.4	0.0	-8.2	-7473.2	0.50	169217.7	0.56
47 OK	50.3	0.0	-10.2	-3894.5	0.26	89543.6	0.30
48 OK	96.4	0.0	-8.2	-7473.2	0.50	169217.7	0.56
49 OK	50.3	0.0	-10.2	-3894.5	0.26	89543.6	0.30
50 OK	51.8	0.0	20.8	-4031.9	0.27	85570.3	0.28
51 OK	5.5	0.0	20.2	-428.0	0.03	5443.4	0.02
52 OK	50.3	0.0	30.8	-3923.3	0.26	80916.0	0.27
53 OK	51.8	0.0	20.8	-4031.9	0.27	85570.3	0.28
54 OK	5.5	0.0	20.2	-428.0	0.03	5443.4	0.02
55 OK	50.3	0.0	30.8	-3923.3	0.26	80916.0	0.27
56 OK	89.2	0.0	-2.1	-6914.1	0.46	155304.3	0.52
57 OK	43.0	0.0	-4.1	-3335.5	0.22	75627.9	0.25
58 OK	89.2	0.0	-2.1	-6914.1	0.46	155304.3	0.52
59 OK	43.0	0.0	-4.1	-3335.5	0.22	75627.9	0.25
60 OK	60.9	0.0	13.2	-4731.9	0.32	102951.1	0.34
61 OK	14.5	0.0	12.6	-1136.1	0.08	22632.1	0.08
62 OK	59.4	0.0	23.2	-4624.0	0.31	98285.8	0.33
63 OK	60.9	0.0	13.2	-4731.9	0.32	102951.1	0.34
64 OK	14.5	0.0	12.6	-1136.1	0.08	22632.1	0.08
65 OK	59.4	0.0	23.2	-4624.0	0.31	98285.8	0.33
66 OK	60.9	0.0	13.2	-4731.9	0.32	102951.1	0.34
67 OK	60.9	0.0	13.2	-4731.9	0.32	102951.1	0.34
68 OK	30.0	0.0	9.9	-2336.1	0.16	50063.9	0.17
69 OK	30.0	0.0	9.9	-2336.1	0.16	50063.9	0.17

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.45$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
34 OK	95.3	0.0	-3.0	0.20	0.45
35 OK	48.4	0.0	0.0	0.07	0.16
36 OK	51.8	0.0	20.8	0.07	0.16
37 OK	5.5	0.0	20.2	0.00	0.01
38 OK	50.3	0.0	30.8	0.07	0.15
44 OK	58.8	0.0	26.9	0.08	0.18
45 OK	30.0	0.0	9.9	0.04	0.09

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11205.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

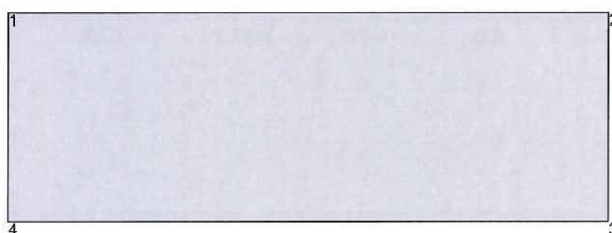
Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
39 OK	67.4	0.0	3.8	-5229.9	0.47	0.14	0.47
40 OK	35.1	0.0	2.4	-2724.7	0.24	0.05	0.17
41 OK	42.2	0.0	11.3	-3282.1	0.29	0.06	0.20
42 OK	9.8	0.0	10.8	-764.3	0.07	0.01	0.04
43 OK	41.2	0.0	18.3	-3206.1	0.29	0.06	0.19
70 OK	32.5	0.0	-5.7	-2515.0	0.22	0.05	0.16
71 OK	-10.5	0.0	14.4	-1028.9	0.09	0.03	0.11
72 OK	23.4	0.0	1.9	-1815.9	0.16	0.03	0.11
73 OK	-1.4	0.0	6.8	-118.6	0.01	0.00	0.01
74 OK	32.1	0.0	-3.8	-2487.1	0.22	0.05	0.16

9.1 SOLETTA DI FONDAZIONE

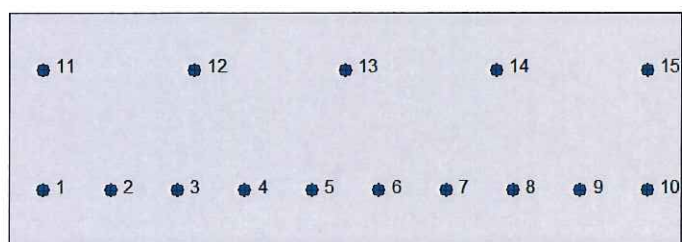
9.1.1 ATTACCO PIEDRITTO (ASTA 11)

9.1.1.1 Verifiche a Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	35.0
2	100.0	35.0
3	100.0	0.0
4	0.0	0.0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5.0	8.5	2.5	no
2	15.0	8.5	2.5	no
3	25.0	8.5	2.5	no
4	35.0	8.5	2.5	no
5	45.0	8.5	2.5	no

6	55.0	8.5	2.5	no
7	65.0	8.5	2.5	no
8	75.0	8.5	2.5	no
9	85.0	8.5	2.5	no
10	95.0	8.5	2.5	no
11	5.0	26.5	2.5	no
12	27.5	26.5	2.5	no
13	50.0	26.5	2.5	no
14	72.5	26.5	2.5	no
15	95.0	26.5	2.5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

Note:

Verifiche SLE per ambiente moderatamente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C25/30

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²

fctm (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 44k

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4300 daN/cm²

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

εuk (deformazione di rottura) = 0.120

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²

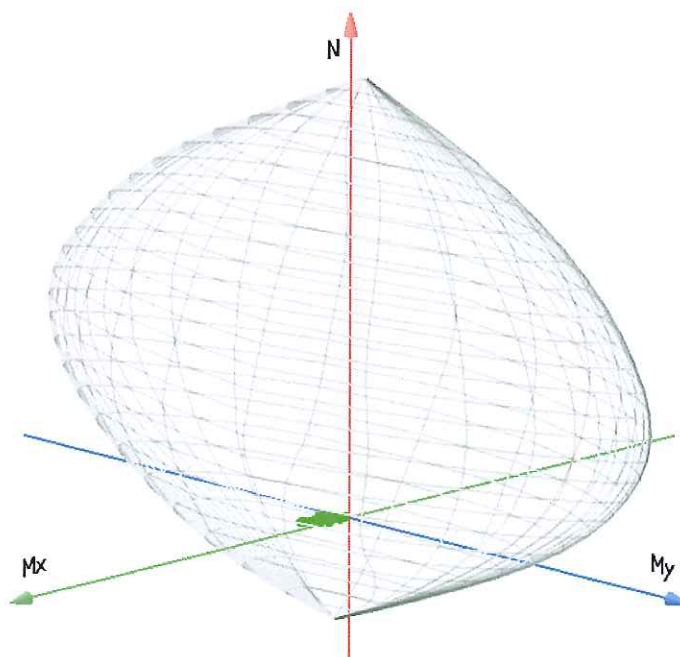
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1427.2	42.8	0.0	Completamente tesa
6365.7	-42.8	0.0	Completamente compressa
0.0	219.3	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-130.7	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	566.6	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-566.6	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	11.8	59.9	0.0	P	44.3	223.6	0.0	0.270	OK
				M	5438.6	59.8	0.0	0.000	
				N	11.8	220.5	0.0	0.270	
2	14.8	27.1	0.0	P	126.3	231.5	0.0	0.120	OK
				M	5725.0	27.1	0.0	0.000	
				N	14.8	220.8	0.0	0.120	
3	11.8	59.9	0.0	P	44.3	223.6	0.0	0.270	OK
				M	5438.6	59.8	0.0	0.000	
				N	11.8	220.5	0.0	0.270	
4	14.8	27.1	0.0	P	126.3	231.5	0.0	0.120	OK
				M	5725.0	27.1	0.0	0.000	
				N	14.8	220.8	0.0	0.120	
5	71.0	115.2	0.0	P	143.6	233.2	0.0	0.490	OK
				M	4960.7	115.1	0.0	0.010	
				N	71.0	220.8	0.0	0.120	

				N	71.0	226.2	0.0	0.510	
6	79.0	85.3	0.0	P	222.7	240.7	0.0	0.350	OK
				M	5217.7	85.2	0.0	0.010	
				N	79.0	227.0	0.0	0.380	
7	103.3	136.1	0.0	P	179.6	236.6	0.0	0.570	OK
				M	4768.8	136.1	0.0	0.020	
				N	103.3	229.3	0.0	0.590	
8	46.5	82.4	0.0	P	130.9	232.0	0.0	0.350	OK
				M	5243.5	82.3	0.0	0.010	
				N	46.5	223.8	0.0	0.370	
9	54.5	52.5	0.0	P	252.6	243.4	0.0	0.220	OK
				M	5502.6	52.4	0.0	0.010	
				N	54.5	224.6	0.0	0.230	
10	78.8	103.3	0.0	P	180.6	236.7	0.0	0.440	OK
				M	5062.8	103.2	0.0	0.020	
				N	78.8	227.0	0.0	0.450	
11	24.9	55.9	0.0	P	102.3	229.2	0.0	0.240	OK
				M	5473.4	55.8	0.0	0.000	
				N	24.9	221.8	0.0	0.250	
12	27.9	23.2	0.0	P	298.2	247.6	0.0	0.090	OK
				M	5760.6	23.1	0.0	0.000	
				N	27.9	222.0	0.0	0.100	
13	24.9	55.9	0.0	P	102.3	229.2	0.0	0.240	OK
				M	5473.4	55.8	0.0	0.000	
				N	24.9	221.8	0.0	0.250	
14	27.9	23.2	0.0	P	298.2	247.6	0.0	0.090	OK
				M	5760.6	23.1	0.0	0.000	
				N	27.9	222.0	0.0	0.100	
15	80.1	125.7	0.0	P	148.8	233.7	0.0	0.540	OK
				M	4868.3	125.6	0.0	0.020	
				N	80.1	227.1	0.0	0.550	
16	88.1	95.8	0.0	P	221.1	240.5	0.0	0.400	OK
				M	5127.3	95.7	0.0	0.020	
				N	88.1	227.9	0.0	0.420	
17	112.4	146.6	0.0	P	181.5	236.8	0.0	0.620	OK
				M	4666.5	146.5	0.0	0.020	
				N	112.4	230.2	0.0	0.640	
18	55.6	92.9	0.0	P	139.3	232.8	0.0	0.400	OK
				M	5153.0	92.8	0.0	0.010	
				N	55.6	224.7	0.0	0.410	
19	63.6	63.0	0.0	P	245.0	242.7	0.0	0.260	OK
				M	5410.4	63.0	0.0	0.010	
				N	63.6	225.5	0.0	0.280	
20	87.9	113.8	0.0	P	183.1	236.9	0.0	0.480	OK
				M	4972.6	113.7	0.0	0.020	
				N	87.9	227.9	0.0	0.500	
21	80.1	125.7	0.0	P	148.8	233.7	0.0	0.540	OK
				M	4868.3	125.6	0.0	0.020	
				N	80.1	227.1	0.0	0.550	
22	55.6	92.9	0.0	P	139.3	232.8	0.0	0.400	OK
				M	5153.0	92.8	0.0	0.010	
				N	55.6	224.7	0.0	0.410	
23	126.8	85.7	0.0	P	376.9	254.8	0.0	0.340	OK
				M	5214.4	85.6	0.0	0.020	
				N	126.8	231.6	0.0	0.370	
24	102.3	52.9	0.0	P	516.1	267.0	0.0	0.200	OK
				M	5499.2	52.8	0.0	0.020	

				N	102.3	229.2	0.0	0.230	
25	81.0	114.3	0.0	P	166.7	235.4	0.0	0.490	OK
				M	4968.4	114.2	0.0	0.020	
				N	81.0	227.2	0.0	0.500	
26	89.0	84.5	0.0	P	257.0	243.8	0.0	0.350	OK
				M	5225.4	84.4	0.0	0.020	
				N	89.0	228.0	0.0	0.370	
27	55.6	92.9	0.0	P	139.3	232.8	0.0	0.400	OK
				M	5153.0	92.8	0.0	0.010	
				N	55.6	224.7	0.0	0.410	
28	63.6	63.0	0.0	P	245.0	242.7	0.0	0.260	OK
				M	5410.4	63.0	0.0	0.010	
				N	63.6	225.5	0.0	0.280	
29	129.2	91.8	0.0	P	355.8	252.9	0.0	0.360	OK
				M	5161.6	91.8	0.0	0.020	
				N	129.2	231.8	0.0	0.400	
30	63.3	96.7	0.0	P	153.1	234.1	0.0	0.410	OK
				M	5119.3	96.7	0.0	0.010	
				N	63.3	225.5	0.0	0.430	
31	70.2	64.6	0.0	P	265.6	244.6	0.0	0.260	OK
				M	5396.9	64.6	0.0	0.010	
				N	70.2	226.1	0.0	0.290	
32	86.4	100.7	0.0	P	205.0	239.0	0.0	0.420	OK
				M	5085.3	100.6	0.0	0.020	
				N	86.4	227.7	0.0	0.440	
33	129.2	91.8	0.0	P	355.8	252.9	0.0	0.360	OK
				M	5161.6	91.8	0.0	0.020	
				N	129.2	231.8	0.0	0.400	
75	44.4	24.4	0.0	P	480.6	263.9	0.0	0.090	OK
				M	5749.5	24.3	0.0	0.010	
				N	44.4	223.6	0.0	0.110	
76	36.5	34.2	0.0	P	260.8	244.2	0.0	0.140	OK
				M	5663.0	34.1	0.0	0.010	
				N	36.5	222.9	0.0	0.150	
77	26.2	11.0	0.0	P	669.6	279.7	0.0	0.040	OK
				M	5869.2	10.9	0.0	0.000	
				N	26.2	221.9	0.0	0.050	
78	44.1	43.0	0.0	P	249.8	243.2	0.0	0.180	OK
				M	5586.1	42.9	0.0	0.010	
				N	44.1	223.6	0.0	0.190	
79	54.6	33.8	0.0	P	417.0	258.4	0.0	0.130	OK
				M	5666.4	33.8	0.0	0.010	
				N	54.6	224.6	0.0	0.150	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
17	112.4	146.6	0.0	P	181.5	236.8	0.0	0.620	OK
7	103.3	136.1	0.0	M	4768.8	136.1	0.0	0.020	OK
17	112.4	146.6	0.0	N	112.4	230.2	0.0	0.640	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 14940.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 301000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46 OK	40.9	0.0	16.2	-3180.6	0.21	67557.2	0.22
47 OK	19.1	0.0	18.2	-1489.4	0.10	29302.6	0.10
48 OK	40.9	0.0	16.2	-3180.6	0.21	67557.2	0.22
49 OK	19.1	0.0	18.2	-1489.4	0.10	29302.6	0.10
50 OK	75.2	0.0	45.1	-5861.0	0.39	121078.1	0.40
51 OK	55.3	0.0	50.5	-4319.3	0.29	85447.6	0.28
52 OK	89.1	0.0	66.7	-6955.0	0.47	140778.9	0.47
53 OK	53.3	0.0	28.8	-4153.4	0.28	86506.2	0.29
54 OK	33.4	0.0	34.2	-2611.7	0.17	50876.8	0.17
55 OK	67.2	0.0	50.4	-5247.5	0.35	106205.2	0.35
56 OK	33.9	0.0	10.1	-2634.1	0.18	56689.4	0.19
57 OK	12.1	0.0	12.1	-942.4	0.06	18412.8	0.06
58 OK	33.9	0.0	10.1	-2634.1	0.18	56689.4	0.19
59 OK	12.1	0.0	12.1	-942.4	0.06	18412.8	0.06
60 OK	83.9	0.0	52.7	-6544.0	0.44	134671.9	0.45
61 OK	64.0	0.0	58.1	-5003.1	0.33	99060.3	0.33
62 OK	97.8	0.0	74.3	-7638.8	0.51	154391.3	0.51
63 OK	62.0	0.0	36.4	-4836.5	0.32	100099.3	0.33
64 OK	42.1	0.0	41.8	-3295.4	0.22	64489.0	0.21
65 OK	76.0	0.0	58.0	-5931.3	0.40	119817.6	0.40
66 OK	83.9	0.0	52.7	-6544.0	0.44	134671.9	0.45
67 OK	62.0	0.0	36.4	-4836.5	0.32	100099.3	0.33
68 OK	59.7	0.0	87.6	-4676.6	0.31	85464.1	0.28
69 OK	37.8	0.0	71.3	-2966.5	0.20	50947.1	0.17

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
34 OK	45.2	0.0	31.0	0.06	0.20
35 OK	30.7	0.0	45.8	0.04	0.12
36 OK	53.3	0.0	28.8	0.07	0.24
37 OK	33.4	0.0	34.2	0.04	0.14
38 OK	67.2	0.0	50.4	0.09	0.30
44 OK	81.3	0.0	67.4	0.11	0.36
45 OK	37.8	0.0	71.3	0.04	0.14

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11205.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.15$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	

39	OK	27.5	0.0	24.2	-2151.4	0.19	0.04	0.24
40	OK	12.3	0.0	25.6	-963.9	0.09	0.01	0.09
41	OK	51.5	0.0	34.4	-4018.5	0.36	0.07	0.46
42	OK	37.6	0.0	38.1	-2939.3	0.26	0.05	0.32
43	OK	61.3	0.0	49.5	-4784.9	0.43	0.09	0.60
70	OK	15.5	0.0	33.7	-1216.4	0.11	0.02	0.11
71	OK	18.2	0.0	22.0	-1426.6	0.13	0.02	0.15
72	OK	6.7	0.0	26.1	-528.8	0.05	0.01	0.04
73	OK	27.0	0.0	29.6	-2109.7	0.19	0.03	0.23
74	OK	18.5	0.0	40.2	-1452.9	0.13	0.02	0.13

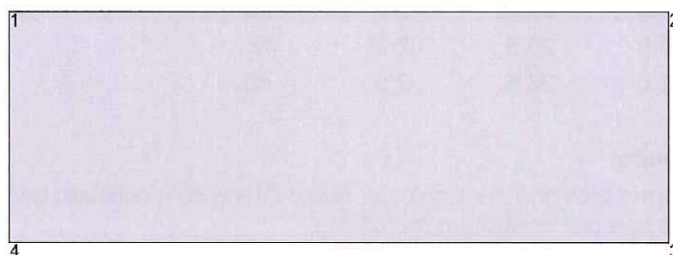
9.1.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

V_{sdu}	221	kN
M_{sdu}	126.9	kNm
N_{sdu}	47.3	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	26.50	cm
A_{sl}	25.4	cm ²
c	8.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
θ imposto	-	gradi
A_{sw}	5.64	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.1361	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	183.332	kN
$V_{Rd,min}$	130.788	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000941	
$s_{l,max}$	19.88	cm
$A_{sw,min}$	1.870	cm ² / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	658.005	kN
V_{Rsd}	658.005	kN
V_{Rd}	658.005	kN

La verifica è soddisfatta considerando armatura a taglio $\Phi 12/(20 \times 20)$.

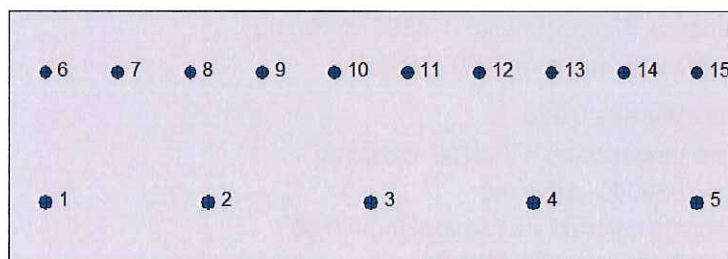
9.1.2 MEZZERIA (ASTA 15)

9.1.2.1 Verifiche a Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	35.0
2	100.0	35.0
3	100.0	0.0
4	0.0	0.0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5.0	8.5	2.5	no
2	27.5	8.5	2.5	no
3	50.0	8.5	2.5	no

4	72.5	8.5	2.5	no
5	95.0	8.5	2.5	no
6	5.0	26.5	2.0	no
7	15.0	26.5	2.0	no
8	25.0	26.5	2.0	no
9	35.0	26.5	2.0	no
10	45.0	26.5	2.0	no
11	55.0	26.5	2.0	no
12	65.0	26.5	2.0	no
13	75.0	26.5	2.0	no
14	85.0	26.5	2.0	no
15	95.0	26.5	2.0	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

Note:

Verifiche SLE per ambiente moderatamente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C25/30

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²

fctm (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 44k

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4300 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.120

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²

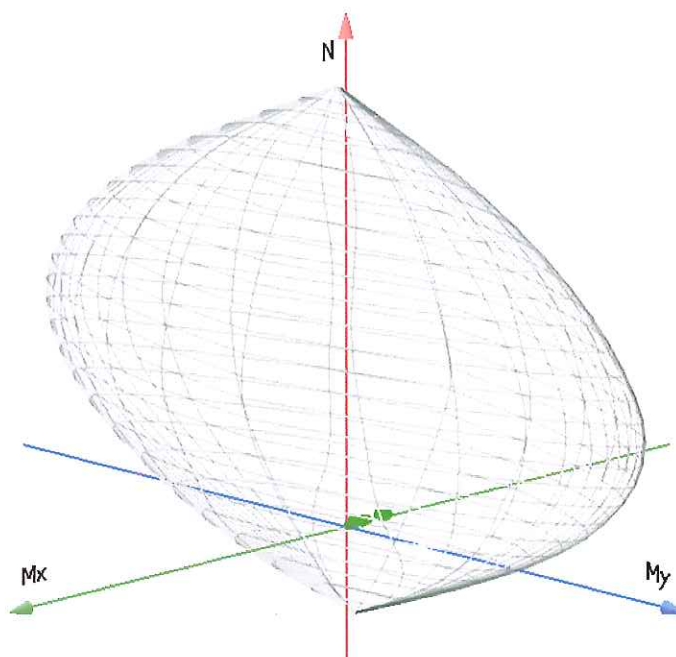
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1227.5	-24.8	0.0	Completamente tesa
6166.0	24.8	0.0	Completamente compressa
0.0	130.1	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-181.6	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	501.7	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-501.7	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	11.8	-108.4	0.0	P	20.0	-183.6	0.0	0.590	OK
				M	4996.2	-108.3	0.0	0.000	
				N	11.8	-182.7	0.0	0.590	
2	14.8	-47.0	0.0	P	59.0	-187.5	0.0	0.250	OK
				M	5522.9	-46.9	0.0	0.000	
				N	14.8	-183.0	0.0	0.260	
3	11.8	-108.4	0.0	P	20.0	-183.6	0.0	0.590	OK
				M	4996.2	-108.3	0.0	0.000	
				N	11.8	-182.7	0.0	0.590	
4	14.8	-47.0	0.0	P	59.0	-187.5	0.0	0.250	OK
				M	5522.9	-46.9	0.0	0.000	
				N	14.8	-183.0	0.0	0.260	
5	26.7	-109.9	0.0	P	45.1	-186.1	0.0	0.590	OK
				M	4983.6	-109.8	0.0	0.000	

				N	26.7	-184.2	0.0	0.600	
6	31.6	-48.2	0.0	P	127.4	-194.2	0.0	0.250	OK
				M	5512.5	-48.1	0.0	0.010	
				N	31.6	-184.7	0.0	0.260	
7	38.2	-108.0	0.0	P	66.6	-188.2	0.0	0.570	OK
				M	4999.6	-107.9	0.0	0.010	
				N	38.2	-185.4	0.0	0.580	
8	26.7	-109.9	0.0	P	45.1	-186.1	0.0	0.590	OK
				M	4983.6	-109.8	0.0	0.000	
				N	26.7	-184.2	0.0	0.600	
9	31.6	-48.2	0.0	P	127.4	-194.2	0.0	0.250	OK
				M	5512.5	-48.1	0.0	0.010	
				N	31.6	-184.7	0.0	0.260	
10	38.2	-108.0	0.0	P	66.6	-188.2	0.0	0.570	OK
				M	4999.6	-107.9	0.0	0.010	
				N	38.2	-185.4	0.0	0.580	
11	24.9	-121.7	0.0	P	37.9	-185.3	0.0	0.660	OK
				M	4883.4	-121.6	0.0	0.000	
				N	24.9	-184.0	0.0	0.660	
12	27.8	-60.3	0.0	P	87.8	-190.3	0.0	0.320	OK
				M	5407.5	-60.2	0.0	0.000	
				N	27.8	-184.3	0.0	0.330	
13	24.9	-121.7	0.0	P	37.9	-185.3	0.0	0.660	OK
				M	4883.4	-121.6	0.0	0.000	
				N	24.9	-184.0	0.0	0.660	
14	27.8	-60.3	0.0	P	87.8	-190.3	0.0	0.320	OK
				M	5407.5	-60.2	0.0	0.000	
				N	27.8	-184.3	0.0	0.330	
15	35.8	-99.7	0.0	P	67.6	-188.3	0.0	0.530	OK
				M	5070.7	-99.6	0.0	0.010	
				N	35.8	-185.1	0.0	0.540	
16	40.7	-38.0	0.0	P	217.7	-203.1	0.0	0.190	OK
				M	5601.4	-37.9	0.0	0.010	
				N	40.7	-185.6	0.0	0.200	
17	47.3	-97.7	0.0	P	92.3	-190.8	0.0	0.510	OK
				M	5087.2	-97.6	0.0	0.010	
				N	47.3	-186.3	0.0	0.520	
18	35.8	-99.7	0.0	P	67.6	-188.3	0.0	0.530	OK
				M	5070.7	-99.6	0.0	0.010	
				N	35.8	-185.1	0.0	0.540	
19	40.7	-38.0	0.0	P	217.7	-203.1	0.0	0.190	OK
				M	5601.4	-37.9	0.0	0.010	
				N	40.7	-185.6	0.0	0.200	
20	47.3	-97.7	0.0	P	92.3	-190.8	0.0	0.510	OK
				M	5087.2	-97.6	0.0	0.010	
				N	47.3	-186.3	0.0	0.520	
21	35.8	-99.7	0.0	P	67.6	-188.3	0.0	0.530	OK
				M	5070.7	-99.6	0.0	0.010	
				N	35.8	-185.1	0.0	0.540	
22	35.8	-99.7	0.0	P	67.6	-188.3	0.0	0.530	OK
				M	5070.7	-99.6	0.0	0.010	
				N	35.8	-185.1	0.0	0.540	
23	61.6	-13.5	0.0	P	1342.0	-295.0	0.0	0.050	OK
				M	5815.6	-13.5	0.0	0.010	
				N	61.6	-187.7	0.0	0.070	
24	61.6	-13.5	0.0	P	1342.0	-295.0	0.0	0.050	OK
				M	5815.6	-13.5	0.0	0.010	

				N	61.6	-187.7	0.0	0.070	
25	36.7	-110.8	0.0	P	62.1	-187.8	0.0	0.590	OK
				M	4975.9	-110.7	0.0	0.010	
				N	36.7	-185.2	0.0	0.600	
26	41.6	-49.0	0.0	P	168.1	-198.3	0.0	0.250	OK
				M	5505.2	-48.9	0.0	0.010	
				N	41.6	-185.7	0.0	0.260	
27	35.8	-99.7	0.0	P	67.6	-188.3	0.0	0.530	OK
				M	5070.7	-99.6	0.0	0.010	
				N	35.8	-185.1	0.0	0.540	
28	40.7	-38.0	0.0	P	217.7	-203.1	0.0	0.190	OK
				M	5601.4	-37.9	0.0	0.010	
				N	40.7	-185.6	0.0	0.200	
29	64.0	-24.0	0.0	P	650.5	-243.4	0.0	0.100	OK
				M	5723.8	-23.9	0.0	0.010	
				N	64.0	-188.0	0.0	0.130	
30	38.7	-97.5	0.0	P	75.1	-189.1	0.0	0.520	OK
				M	5088.9	-97.4	0.0	0.010	
				N	38.7	-185.4	0.0	0.530	
31	45.6	-35.5	0.0	P	267.1	-207.9	0.0	0.170	OK
				M	5622.4	-35.4	0.0	0.010	
				N	45.6	-186.1	0.0	0.190	
32	61.8	-93.7	0.0	P	128.2	-194.3	0.0	0.480	OK
				M	5121.9	-93.6	0.0	0.010	
				N	61.8	-187.7	0.0	0.500	
33	64.0	-24.0	0.0	P	650.5	-243.4	0.0	0.100	OK
				M	5723.8	-23.9	0.0	0.010	
				N	64.0	-188.0	0.0	0.130	
75	37.8	-17.9	0.0	P	481.2	-228.1	0.0	0.080	OK
				M	5776.7	-17.9	0.0	0.010	
				N	37.8	-185.3	0.0	0.100	
76	14.7	-14.3	0.0	P	207.2	-202.1	0.0	0.070	OK
				M	5808.8	-14.2	0.0	0.000	
				N	14.7	-183.0	0.0	0.080	
77	19.6	-24.7	0.0	P	156.7	-197.1	0.0	0.120	OK
				M	5717.2	-24.6	0.0	0.000	
				N	19.6	-183.5	0.0	0.130	
78	22.3	-5.8	0.0	P	1060.7	-276.4	0.0	0.020	OK
				M	5884.7	-5.7	0.0	0.000	
				N	22.3	-183.8	0.0	0.030	
79	32.7	-13.0	0.0	P	603.4	-239.2	0.0	0.050	OK
				M	5820.6	-12.9	0.0	0.010	
				N	32.7	-184.8	0.0	0.070	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
11	24.9	-121.7	0.0	P	37.9	-185.3	0.0	0.660	OK
6	31.6	-48.2	0.0	M	5512.5	-48.1	0.0	0.010	OK
11	24.9	-121.7	0.0	N	24.9	-184.0	0.0	0.660	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 14940.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 301000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46 OK	-71.3	0.0	16.2	-6033.5	0.40	150023.4	0.50
47 OK	-30.4	0.0	18.1	-2570.7	0.17	60888.5	0.20
48 OK	-71.3	0.0	16.2	-6033.5	0.40	150023.4	0.50
49 OK	-30.4	0.0	18.1	-2570.7	0.17	60888.5	0.20
50 OK	-72.8	0.0	19.3	-6155.0	0.41	152287.7	0.51
51 OK	-31.6	0.0	22.5	-2675.0	0.18	62378.3	0.21
52 OK	-71.5	0.0	26.9	-6047.2	0.40	147444.0	0.49
53 OK	-72.8	0.0	19.3	-6155.0	0.41	152287.7	0.51
54 OK	-31.6	0.0	22.5	-2675.0	0.18	62378.3	0.21
55 OK	-71.5	0.0	26.9	-6047.2	0.40	147444.0	0.49
56 OK	-78.1	0.0	10.1	-6608.0	0.44	166386.0	0.55
57 OK	-37.2	0.0	12.1	-3146.0	0.21	77237.6	0.26
58 OK	-78.1	0.0	10.1	-6608.0	0.44	166386.0	0.55
59 OK	-37.2	0.0	12.1	-3146.0	0.21	77237.6	0.26
60 OK	-64.2	0.0	26.8	-5435.7	0.36	131827.6	0.44
61 OK	-23.1	0.0	30.1	-1952.6	0.13	41973.6	0.14
62 OK	-62.9	0.0	34.5	-5327.4	0.36	126991.8	0.42
63 OK	-64.2	0.0	26.8	-5435.7	0.36	131827.6	0.44
64 OK	-23.1	0.0	30.1	-1952.6	0.13	41973.6	0.14
65 OK	-62.9	0.0	34.5	-5327.4	0.36	126991.8	0.42
66 OK	-64.2	0.0	26.8	-5435.7	0.36	131827.6	0.44
67 OK	-64.2	0.0	26.8	-5435.7	0.36	131827.6	0.44
68 OK	-15.4	0.0	47.8	-1289.6	0.09	21011.1	0.07
69 OK	-15.4	0.0	47.8	-1289.6	0.09	21011.1	0.07

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.45$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
34 OK	-73.4	0.0	30.9	0.13	0.29
35 OK	-31.7	0.0	37.9	0.05	0.11
36 OK	-72.8	0.0	19.3	0.13	0.29
37 OK	-31.6	0.0	22.5	0.05	0.12
38 OK	-71.5	0.0	26.9	0.13	0.28
44 OK	-62.4	0.0	38.2	0.11	0.24
45 OK	-15.4	0.0	47.8	0.02	0.04

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11205.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

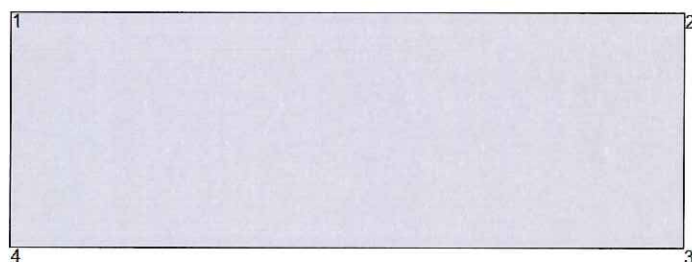
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	

39	OK	-65.2	0.0	24.1	-5517.4	0.49	0.16	0.54
40	OK	-36.5	0.0	25.5	-3092.3	0.28	0.06	0.21
41	OK	-47.7	0.0	26.5	-4034.1	0.36	0.08	0.27
42	OK	-18.9	0.0	28.8	-1594.6	0.14	0.03	0.09
43	OK	-46.8	0.0	31.9	-3958.2	0.35	0.08	0.27
70	OK	-17.6	0.0	33.6	-1488.5	0.13	0.03	0.08
71	OK	-17.5	0.0	18.3	-1482.0	0.13	0.03	0.09
72	OK	-26.1	0.0	26.0	-2212.6	0.20	0.04	0.14
73	OK	-9.0	0.0	25.9	-754.5	0.07	0.01	0.04
74	OK	-17.3	0.0	36.4	-1454.9	0.13	0.02	0.08

9.2 PIEDRITTI

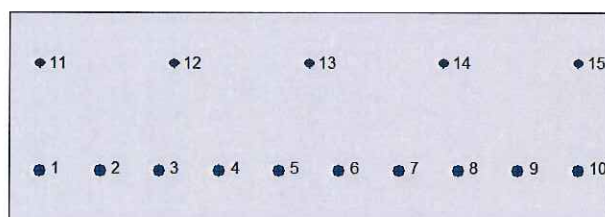
9.2.1 ATTACCO SOLETTA SUPERIORE (ASTA 6)

9.2.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	35.0
2	100.0	35.0
3	100.0	0.0
4	0.0	0.0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5.0	8.5	2.5	no
2	15.0	8.5	2.5	no
3	25.0	8.5	2.5	no
4	35.0	8.5	2.5	no
5	45.0	8.5	2.5	no
6	55.0	8.5	2.5	no
7	65.0	8.5	2.5	no

8	75.0	8.5	2.5	no
9	85.0	8.5	2.5	no
10	95.0	8.5	2.5	no
11	5.0	26.5	1.5	no
12	27.5	26.5	1.5	no
13	50.0	26.5	1.5	no
14	72.5	26.5	1.5	no
15	95.0	26.5	1.5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

Note:

Verifiche SLE per ambiente moderatamente aggressivo

Materiali:

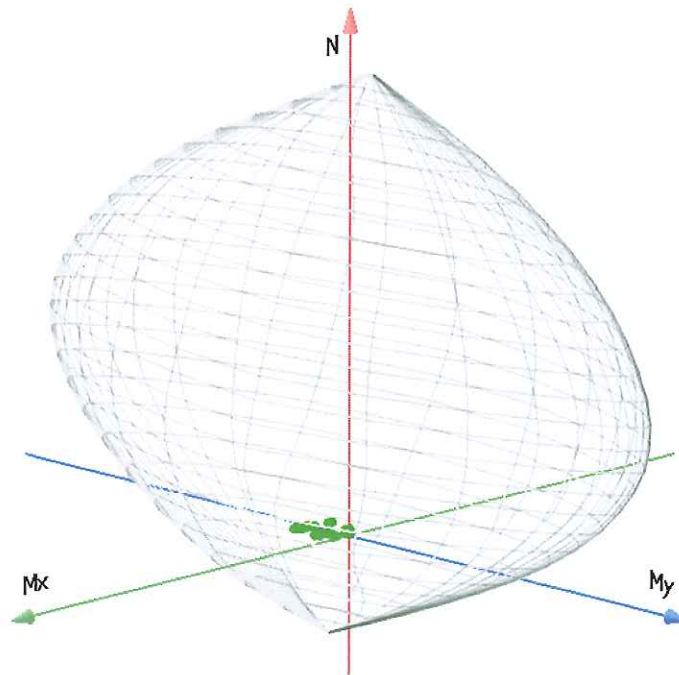
Calcestruzzo classe: C25/30

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²
fctm (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²
G (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm²
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 44k

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4300 daN/cm²
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
εuk (deformazione di rottura) = 0.120
G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1239.3	59.7	0.0	Completamente tesa
6177.8	-59.7	0.0	Completamente compressa
0.0	219.3	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-95.2	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	490.6	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-490.6	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	245.1	50.1	0.0	P	1502.7	307.0	0.0	0.160	OK
				M	5188.7	50.0	0.0	0.050	
				N	245.1	242.9	0.0	0.210	
2	92.0	-2.1	0.0	P	5624.0	-125.4	0.0	0.020	OK
				M	5646.3	-2.1	0.0	0.020	
				N	92.0	-104.5	0.0	0.020	
3	245.1	50.1	0.0	P	1502.7	307.0	0.0	0.160	OK
				M	5188.7	50.0	0.0	0.050	
				N	245.1	242.9	0.0	0.210	
4	92.0	-2.1	0.0	P	5624.0	-125.4	0.0	0.020	OK
				M	5646.3	-2.1	0.0	0.020	
				N	92.0	-104.5	0.0	0.020	
5	273.4	146.6	0.0	P	493.4	264.6	0.0	0.550	OK

				M	4301.7	146.6	0.0	0.060	
				N	273.4	245.5	0.0	0.600	
6	121.5	100.2	0.0	P	300.6	247.9	0.0	0.400	OK
				M	4756.3	100.1	0.0	0.020	
				N	121.5	231.2	0.0	0.430	
7	282.1	162.2	0.0	P	454.5	261.3	0.0	0.620	OK
				M	4128.7	162.1	0.0	0.070	
				N	282.1	246.2	0.0	0.660	
8	250.9	111.0	0.0	P	620.9	274.7	0.0	0.400	OK
				M	4659.8	110.9	0.0	0.050	
				N	250.9	243.4	0.0	0.460	
9	98.9	64.6	0.0	P	391.6	256.0	0.0	0.250	OK
				M	5062.5	64.6	0.0	0.020	
				N	98.9	229.0	0.0	0.280	
10	259.6	126.7	0.0	P	551.8	269.3	0.0	0.470	OK
				M	4508.3	126.6	0.0	0.060	
				N	259.6	244.2	0.0	0.520	
11	245.1	61.2	0.0	P	1249.9	312.0	0.0	0.200	OK
				M	5092.4	61.1	0.0	0.050	
				N	245.1	242.9	0.0	0.250	
12	92.0	12.7	0.0	P	2060.8	284.9	0.0	0.040	OK
				M	5515.5	12.6	0.0	0.020	
				N	92.0	228.3	0.0	0.060	
13	245.1	61.2	0.0	P	1249.9	312.0	0.0	0.200	OK
				M	5092.4	61.1	0.0	0.050	
				N	245.1	242.9	0.0	0.250	
14	92.0	12.7	0.0	P	2060.8	284.9	0.0	0.040	OK
				M	5515.5	12.6	0.0	0.020	
				N	92.0	228.3	0.0	0.060	
15	273.4	136.4	0.0	P	537.5	268.1	0.0	0.510	OK
				M	4410.1	136.3	0.0	0.060	
				N	273.4	245.5	0.0	0.560	
16	121.5	90.0	0.0	P	339.2	251.4	0.0	0.360	OK
				M	4843.5	90.0	0.0	0.020	
				N	121.5	231.2	0.0	0.390	
17	282.1	152.1	0.0	P	490.2	264.3	0.0	0.570	OK
				M	4242.6	152.1	0.0	0.070	
				N	282.1	246.2	0.0	0.620	
18	250.9	100.9	0.0	P	697.1	280.3	0.0	0.360	OK
				M	4750.3	100.8	0.0	0.050	
				N	250.9	243.4	0.0	0.410	
19	98.9	54.5	0.0	P	477.5	263.2	0.0	0.210	OK
				M	5150.0	54.4	0.0	0.020	
				N	98.9	229.0	0.0	0.240	
20	259.6	116.6	0.0	P	609.6	273.8	0.0	0.430	OK
				M	4605.7	116.6	0.0	0.060	
				N	259.6	244.2	0.0	0.480	
21	273.4	136.4	0.0	P	537.5	268.1	0.0	0.510	OK
				M	4410.1	136.3	0.0	0.060	
				N	273.4	245.5	0.0	0.560	
22	250.9	100.9	0.0	P	697.1	280.3	0.0	0.360	OK
				M	4750.3	100.8	0.0	0.050	
				N	250.9	243.4	0.0	0.410	
23	61.4	43.9	0.0	P	353.2	252.6	0.0	0.170	OK
				M	5242.1	43.8	0.0	0.010	
				N	61.4	225.4	0.0	0.190	
24	38.8	8.4	0.0	P	1432.6	309.3	0.0	0.030	OK

				M	5553.5	8.3	0.0	0.010	
				N	38.8	223.1	0.0	0.040	
25	273.4	123.0	0.0	P	608.4	273.7	0.0	0.450	OK
				M	4544.5	123.0	0.0	0.060	
				N	273.4	245.5	0.0	0.500	
26	121.5	76.6	0.0	P	408.4	257.4	0.0	0.300	OK
				M	4959.2	76.5	0.0	0.020	
				N	121.5	231.2	0.0	0.330	
27	250.9	100.9	0.0	P	697.1	280.3	0.0	0.360	OK
				M	4750.3	100.8	0.0	0.050	
				N	250.9	243.4	0.0	0.410	
28	98.9	54.5	0.0	P	477.5	263.2	0.0	0.210	OK
				M	5150.0	54.4	0.0	0.020	
				N	98.9	229.0	0.0	0.240	
29	73.5	47.0	0.0	P	401.6	256.8	0.0	0.180	OK
				M	5215.2	46.9	0.0	0.010	
				N	73.5	226.5	0.0	0.210	
30	255.5	134.7	0.0	P	503.4	265.4	0.0	0.510	OK
				M	4427.5	134.7	0.0	0.060	
				N	255.5	243.8	0.0	0.550	
31	102.4	86.6	0.0	P	292.4	247.2	0.0	0.350	OK
				M	4873.2	86.5	0.0	0.020	
				N	102.4	229.4	0.0	0.380	
32	255.5	136.6	0.0	P	495.1	264.7	0.0	0.520	OK
				M	4408.1	136.5	0.0	0.060	
				N	255.5	243.8	0.0	0.560	
33	73.5	47.0	0.0	P	401.6	256.8	0.0	0.180	OK
				M	5215.2	46.9	0.0	0.010	
				N	73.5	226.5	0.0	0.210	
75	30.5	2.8	0.0	P	2738.5	254.0	0.0	0.010	OK
				M	5602.9	2.7	0.0	0.000	
				N	30.5	222.3	0.0	0.010	
76	36.1	45.7	0.0	P	187.8	237.5	0.0	0.190	OK
				M	5226.9	45.6	0.0	0.010	
				N	36.1	222.9	0.0	0.200	
77	30.5	0.8	0.0	P	4601.0	117.1	0.0	0.010	OK
				M	5621.3	0.7	0.0	0.000	
				N	30.5	222.3	0.0	0.000	
78	36.1	37.3	0.0	P	234.5	241.9	0.0	0.150	OK
				M	5300.2	37.2	0.0	0.010	
				N	36.1	222.9	0.0	0.170	
79	34.4	4.2	0.0	P	2262.8	276.3	0.0	0.010	OK
				M	5590.9	4.1	0.0	0.010	
				N	34.4	222.7	0.0	0.020	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
7	282.1	162.2	0.0	P	454.5	261.3	0.0	0.620	OK
7	282.1	162.2	0.0	M	4128.7	162.1	0.0	0.070	OK
7	282.1	162.2	0.0	N	282.1	246.2	0.0	0.660	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 14940.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 301000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46 OK	26.3	0.0	163.4	-2097.4	0.14	-16588.5	0.06
47 OK	-4.0	0.0	61.3	-308.9	0.02	-3458.7	0.01
48 OK	26.3	0.0	163.4	-2097.4	0.14	-16588.5	0.06
49 OK	-4.0	0.0	61.3	-308.9	0.02	-3458.7	0.01
50 OK	96.9	0.0	181.5	-7746.0	0.52	130153.8	0.43
51 OK	68.0	0.0	80.2	-5409.9	0.36	100911.1	0.34
52 OK	107.2	0.0	187.3	-8560.6	0.57	146644.5	0.49
53 OK	73.6	0.0	166.5	-5889.6	0.39	93048.5	0.31
54 OK	44.7	0.0	65.2	-3558.8	0.24	63678.4	0.21
55 OK	83.9	0.0	172.3	-6708.7	0.45	109568.0	0.36
56 OK	33.0	0.0	163.4	-2644.6	0.18	25410.5	0.08
57 OK	2.7	0.0	61.3	-295.4	0.02	-3431.4	0.01
58 OK	33.0	0.0	163.4	-2644.6	0.18	25410.5	0.08
59 OK	2.7	0.0	61.3	-295.4	0.02	-3431.4	0.01
60 OK	88.5	0.0	181.5	-7079.7	0.47	115695.9	0.38
61 OK	59.6	0.0	80.2	-4746.5	0.32	86383.8	0.29
62 OK	98.8	0.0	187.3	-7898.1	0.53	132238.3	0.44
63 OK	65.1	0.0	166.5	-5221.0	0.35	78657.7	0.26
64 OK	36.2	0.0	65.2	-2894.1	0.19	49182.0	0.16
65 OK	75.5	0.0	172.3	-6041.4	0.40	95138.7	0.32
66 OK	88.5	0.0	181.5	-7079.7	0.47	115695.9	0.38
67 OK	65.1	0.0	166.5	-5221.0	0.35	78657.7	0.26
68 OK	25.1	0.0	48.3	-2002.4	0.13	33362.3	0.11
69 OK	1.7	0.0	33.2	-169.1	0.01	-1930.9	0.01

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	W_k/W_{kL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
34 OK	26.9	0.0	163.4	0.01	0.04
35 OK	1.8	0.0	64.2	0.00	0.00
36 OK	73.6	0.0	166.5	0.08	0.26
37 OK	44.7	0.0	65.2	0.05	0.18
38 OK	83.9	0.0	172.3	0.09	0.31
44 OK	79.2	0.0	174.4	0.08	0.28
45 OK	1.7	0.0	33.2	0.00	0.00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11205.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.15$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
39 OK	23.0	0.0	121.7	-1839.2	0.16	0.01	0.09
40 OK	1.8	0.0	50.2	-221.2	0.02	0.00	0.00
41 OK	51.6	0.0	124.2	-4136.0	0.37	0.05	0.36
42 OK	31.4	0.0	53.2	-2506.7	0.22	0.04	0.24
43 OK	58.9	0.0	128.2	-4710.1	0.42	0.06	0.42
70 OK	-14.3	0.0	24.3	-1733.2	0.15	0.07	0.49
71 OK	28.6	0.0	25.3	-2264.8	0.20	0.04	0.25
72 OK	-5.9	0.0	24.3	-624.8	0.06	0.02	0.12
73 OK	20.1	0.0	25.3	-1601.3	0.14	0.02	0.17
74 OK	-12.4	0.0	25.3	-1478.6	0.13	0.06	0.41

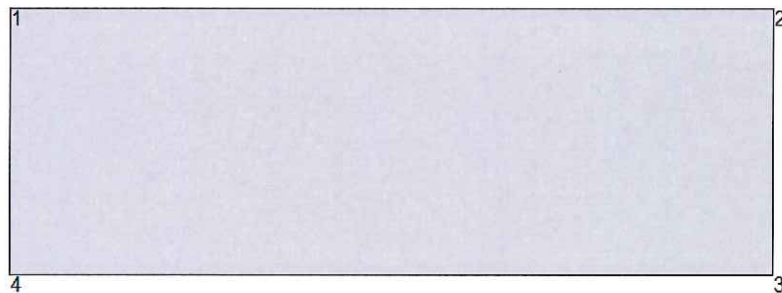
9.2.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

V_{sdu}	92.8	kN
M_{sdu}	123.2	kNm
N_{sdu}	256.2	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	26.50	cm
Asl	25.4	cm ²
c	8.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.38	gradi
$ctg\theta$	2.55	
θ imposto	-	gradi
Asw	5.64	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd0,05}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.7374	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	207.230	kN
$V_{Rd,min}$	154.687	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000941	
$s_{l,max}$	19.88	cm
Asw,min	1.870	cm ² / $s_{l,max}$

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

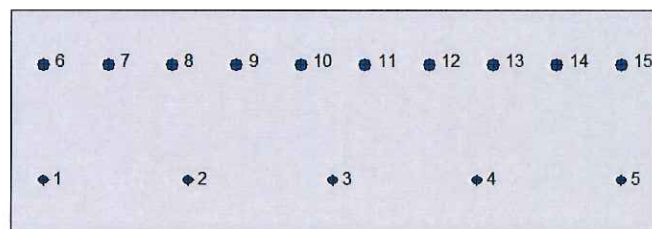
9.2.2 ATTACCO SOLETTA INFERIORE (ASTA 2)

9.2.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	35.0
2	100.0	35.0
3	100.0	0.0
4	0.0	0.0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5.0	8.5	1.5	no
2	27.5	8.5	1.5	no
3	50.0	8.5	1.5	no
4	72.5	8.5	1.5	no
5	95.0	8.5	1.5	no

6	5.0	26.5	2.5	no
7	15.0	26.5	2.5	no
8	25.0	26.5	2.5	no
9	35.0	26.5	2.5	no
10	45.0	26.5	2.5	no
11	55.0	26.5	2.5	no
12	65.0	26.5	2.5	no
13	75.0	26.5	2.5	no
14	85.0	26.5	2.5	no
15	95.0	26.5	2.5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

Note:

Verifiche SLE per ambiente moderatamente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C25/30

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²

fctm (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 139375 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 312200 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/m³

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 44k

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4300 daN/cm²

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.120

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²

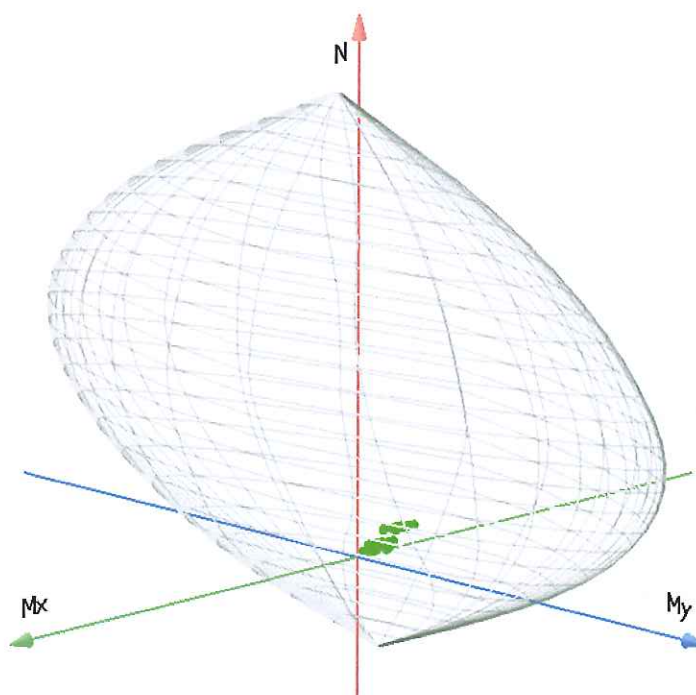
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/m³

Dominio SLU:


Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1239.3	-59.7	0.0	Completamente tesa
6177.8	59.7	0.0	Completamente compressa
0.0	95.2	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-219.3	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	490.6	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-490.6	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	273.7	-77.4	0.0	P	1074.5	-303.8	0.0	0.250	OK
				M	4952.0	-77.3	0.0	0.050	
				N	273.7	-245.5	0.0	0.310	
2	120.6	-35.4	0.0	P	1027.2	-301.3	0.0	0.120	OK
				M	5316.6	-35.3	0.0	0.020	
				N	120.6	-231.1	0.0	0.150	
3	273.7	-77.4	0.0	P	1074.5	-303.8	0.0	0.250	OK
				M	4952.0	-77.3	0.0	0.050	
				N	273.7	-245.5	0.0	0.310	
4	120.6	-35.4	0.0	P	1027.2	-301.3	0.0	0.120	OK
				M	5316.6	-35.3	0.0	0.020	
				N	120.6	-231.1	0.0	0.150	

5	245.4	-132.1	0.0	P	491.1	-264.4	0.0	0.500	OK
				M	4454.2	-132.0	0.0	0.050	
				N	245.4	-242.9	0.0	0.540	
6	91.1	-92.7	0.0	P	238.2	-242.2	0.0	0.380	OK
				M	4821.0	-92.6	0.0	0.020	
				N	91.1	-228.3	0.0	0.410	
7	236.7	-151.1	0.0	P	402.4	-256.9	0.0	0.590	OK
				M	4253.5	-151.1	0.0	0.060	
				N	236.7	-242.1	0.0	0.620	
8	267.9	-99.7	0.0	P	766.7	-285.3	0.0	0.350	OK
				M	4760.7	-99.6	0.0	0.060	
				N	267.9	-245.0	0.0	0.410	
9	113.7	-60.2	0.0	P	500.6	-265.2	0.0	0.230	OK
				M	5100.7	-60.1	0.0	0.020	
				N	113.7	-230.4	0.0	0.260	
10	259.2	-118.7	0.0	P	595.5	-272.7	0.0	0.430	OK
				M	4586.1	-118.7	0.0	0.060	
				N	259.2	-244.2	0.0	0.490	
11	273.7	-74.3	0.0	P	1128.7	-306.6	0.0	0.240	OK
				M	4978.5	-74.3	0.0	0.050	
				N	273.7	-245.5	0.0	0.300	
12	120.6	-32.3	0.0	P	1147.2	-307.4	0.0	0.100	OK
				M	5343.4	-32.2	0.0	0.020	
				N	120.6	-231.1	0.0	0.140	
13	273.7	-74.3	0.0	P	1128.7	-306.6	0.0	0.240	OK
				M	4978.5	-74.3	0.0	0.050	
				N	273.7	-245.5	0.0	0.300	
14	120.6	-32.3	0.0	P	1147.2	-307.4	0.0	0.100	OK
				M	5343.4	-32.2	0.0	0.020	
				N	120.6	-231.1	0.0	0.140	
15	245.4	-141.9	0.0	P	451.5	-261.1	0.0	0.540	OK
				M	4352.0	-141.9	0.0	0.060	
				N	245.4	-242.9	0.0	0.580	
16	91.1	-102.4	0.0	P	213.6	-239.9	0.0	0.430	OK
				M	4737.4	-102.3	0.0	0.020	
				N	91.1	-228.3	0.0	0.450	
17	236.7	-160.9	0.0	P	374.3	-254.5	0.0	0.630	OK
				M	4143.7	-160.8	0.0	0.060	
				N	236.7	-242.1	0.0	0.660	
18	267.9	-109.4	0.0	P	684.2	-279.4	0.0	0.390	OK
				M	4674.6	-109.3	0.0	0.060	
				N	267.9	-245.0	0.0	0.450	
19	113.7	-70.0	0.0	P	420.0	-258.4	0.0	0.270	OK
				M	5016.4	-69.9	0.0	0.020	
				N	113.7	-230.4	0.0	0.300	
20	259.2	-128.4	0.0	P	542.0	-268.5	0.0	0.480	OK
				M	4491.4	-128.3	0.0	0.060	
				N	259.2	-244.2	0.0	0.530	
21	245.4	-141.9	0.0	P	451.5	-261.1	0.0	0.540	OK
				M	4352.0	-141.9	0.0	0.060	
				N	245.4	-242.9	0.0	0.580	
22	267.9	-109.4	0.0	P	684.2	-279.4	0.0	0.390	OK
				M	4674.6	-109.3	0.0	0.060	
				N	267.9	-245.0	0.0	0.450	
23	6.4	-83.6	0.0	P	16.8	-221.0	0.0	0.380	OK
				M	4898.5	-83.6	0.0	0.000	
				N	6.4	-219.9	0.0	0.380	

24	28.9	-51.2	0.0	P	131.2	-232.1	0.0	0.220	OK
				M	5178.9	-51.1	0.0	0.010	
				N	28.9	-222.2	0.0	0.230	
25	245.4	-130.4	0.0	P	498.7	-265.0	0.0	0.490	OK
				M	4471.4	-130.3	0.0	0.050	
				N	245.4	-242.9	0.0	0.540	
26	91.1	-90.9	0.0	P	243.3	-242.7	0.0	0.370	OK
				M	4836.2	-90.8	0.0	0.020	
				N	91.1	-228.3	0.0	0.400	
27	267.9	-109.4	0.0	P	684.2	-279.4	0.0	0.390	OK
				M	4674.6	-109.3	0.0	0.060	
				N	267.9	-245.0	0.0	0.450	
28	113.7	-70.0	0.0	P	420.0	-258.4	0.0	0.270	OK
				M	5016.4	-69.9	0.0	0.020	
				N	113.7	-230.4	0.0	0.300	
29	28.1	-92.3	0.0	P	68.8	-226.1	0.0	0.410	OK
				M	4824.3	-92.2	0.0	0.010	
				N	28.1	-222.1	0.0	0.420	
30	229.4	-111.1	0.0	P	556.9	-269.7	0.0	0.410	OK
				M	4658.9	-111.0	0.0	0.050	
				N	229.4	-241.4	0.0	0.460	
31	76.3	-69.3	0.0	P	269.9	-245.1	0.0	0.280	OK
				M	5021.8	-69.3	0.0	0.010	
				N	76.3	-226.8	0.0	0.310	
32	229.4	-113.1	0.0	P	545.1	-268.8	0.0	0.420	OK
				M	4640.1	-113.0	0.0	0.050	
				N	229.4	-241.4	0.0	0.470	
33	28.1	-92.3	0.0	P	68.8	-226.1	0.0	0.410	OK
				M	4824.3	-92.2	0.0	0.010	
				N	28.1	-222.1	0.0	0.420	
75	44.8	-26.8	0.0	P	435.3	-259.7	0.0	0.100	OK
				M	5392.0	-26.7	0.0	0.010	
				N	44.8	-223.7	0.0	0.120	
76	33.9	-36.4	0.0	P	224.6	-241.0	0.0	0.150	OK
				M	5307.9	-36.3	0.0	0.010	
				N	33.9	-222.6	0.0	0.160	
77	44.8	-13.4	0.0	P	1000.3	-299.9	0.0	0.040	OK
				M	5508.9	-13.4	0.0	0.010	
				N	44.8	-223.7	0.0	0.060	
78	33.9	-44.5	0.0	P	180.4	-236.8	0.0	0.190	OK
				M	5237.1	-44.4	0.0	0.010	
				N	33.9	-222.6	0.0	0.200	
79	31.1	-34.2	0.0	P	218.2	-240.4	0.0	0.140	OK
				M	5326.7	-34.1	0.0	0.010	
				N	31.1	-222.4	0.0	0.150	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
17	236.7	-160.9	0.0	P	374.3	-254.5	0.0	0.630	OK
7	236.7	-151.1	0.0	M	4253.5	-151.1	0.0	0.060	OK
17	236.7	-160.9	0.0	N	236.7	-242.1	0.0	0.660	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 14940.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 301000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
46 OK	-48.2	0.0	182.5	-3870.2	0.26	47005.0	0.16
47 OK	-22.2	0.0	80.4	-1785.4	0.12	22380.1	0.07
48 OK	-48.2	0.0	182.5	-3870.2	0.26	47005.0	0.16
49 OK	-22.2	0.0	80.4	-1785.4	0.12	22380.1	0.07
50 OK	-83.3	0.0	164.3	-6660.4	0.45	110185.8	0.37
51 OK	-59.1	0.0	61.5	-4691.0	0.31	89279.1	0.30
52 OK	-96.1	0.0	158.5	-7667.9	0.51	133325.1	0.44
53 OK	-61.4	0.0	179.4	-4923.4	0.33	69748.5	0.23
54 OK	-37.1	0.0	76.6	-2968.5	0.20	48417.5	0.16
55 OK	-74.1	0.0	173.6	-5937.9	0.40	92641.2	0.31
56 OK	-41.7	0.0	182.5	-3347.3	0.22	36270.4	0.12
57 OK	-15.8	0.0	80.4	-1261.7	0.08	11723.6	0.04
58 OK	-41.7	0.0	182.5	-3347.3	0.22	36270.4	0.12
59 OK	-15.8	0.0	80.4	-1261.7	0.08	11723.6	0.04
60 OK	-91.4	0.0	164.3	-7302.6	0.49	124137.8	0.41
61 OK	-67.2	0.0	61.5	-5329.9	0.36	103305.8	0.34
62 OK	-104.2	0.0	158.5	-8308.9	0.56	147308.5	0.49
63 OK	-69.5	0.0	179.4	-5569.3	0.37	83546.2	0.28
64 OK	-45.2	0.0	76.6	-3610.7	0.24	62371.1	0.21
65 OK	-82.3	0.0	173.6	-6581.7	0.44	106548.0	0.35
66 OK	-91.4	0.0	164.3	-7302.6	0.49	124137.8	0.41
67 OK	-69.5	0.0	179.4	-5569.3	0.37	83546.2	0.28
68 OK	-59.4	0.0	19.5	-4681.7	0.31	98607.4	0.33
69 OK	-37.4	0.0	34.5	-2970.2	0.20	57519.0	0.19

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_kL = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_kL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
34 OK	-52.7	0.0	182.5	0.05	0.15
35 OK	-33.2	0.0	77.6	0.03	0.12
36 OK	-61.4	0.0	179.4	0.06	0.19
37 OK	-37.1	0.0	76.6	0.04	0.14
38 OK	-74.1	0.0	173.6	0.08	0.26
44 OK	-87.1	0.0	171.5	0.10	0.32
45 OK	-37.4	0.0	34.5	0.05	0.16

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11205.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_kL = 0.15$ mm (verifica Ok per $W_k/W_kL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
39 OK	-33.9	0.0	140.7	-2723.9	0.24	0.03	0.17
40 OK	-15.8	0.0	69.3	-1264.4	0.11	0.01	0.07
41 OK	-57.4	0.0	138.3	-4600.7	0.41	0.06	0.40
42 OK	-40.5	0.0	66.3	-3228.0	0.29	0.05	0.31
43 OK	-66.4	0.0	134.2	-5308.1	0.47	0.09	0.57
70 OK	-17.3	0.0	43.4	-1384.8	0.12	0.02	0.12
71 OK	-21.2	0.0	42.4	-1693.7	0.15	0.02	0.16
72 OK	-9.2	0.0	43.4	-734.8	0.07	0.01	0.04
73 OK	-29.3	0.0	42.4	-2335.2	0.21	0.04	0.23
74 OK	-19.9	0.0	42.4	-1589.2	0.14	0.02	0.14

9.2.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

V_{sdu}	134.9	kN
M_{sdu}	79.6	kNm
N_{sdu}	29.22	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	26.50	cm
A_{sl}	25.4	cm ²
c	8.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.84	gradi
$ctg\theta$	2.50	
θ imposto	-	gradi
A_{sw}	5.64	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0841	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	181.263	kN
$V_{Rd,min}$	128.720	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000941	
$s_{l,max}$	19.88	cm
$A_{sw,min}$	1.870	cm ² / $s_{l,max}$

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

10 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

In questo capitolo viene riportato un calcolo esemplificativo manuale, eseguito tramite criteri tradizionali, attraverso il quale è possibile stimare con semplici calcoli i valori di sollecitazione flettente agenti all'interno dello scatolare. In particolare si è deciso di operare il confronto tra il valore ottenuto da codice di calcolo e manuale di momento flettente presente nella sezione di mezzzeria della soletta superiore dello scatolare.

Il confronto è stato condotto analizzando la combinazione di carico 46 in combinazione rara, visibile nella tabella di paragrafo 8.1.

Si riporta nel seguito il calcolo manuale semplificato eseguito per i differenti casi di carico del momento flettente nella sezione di mezzzeria della soletta superiore:

- CDC 1-Peso Proprio (paragrafo 7.3.1): $M = q l^2 / 14 = 8.75 * 3.35^2 / 14 = 7 \text{ kNm}$
- CDC 2-Peso Sovrastruttura Stradale (paragrafo 7.3.1): $M = q l^2 / 14 = 4 * 3.35^2 / 14 = 3.21 \text{ kNm}$
- CDC5-Spinta attiva piedritto sinistro (paragrafo 7.3.2): $M =$ trascurabile nella sezione in oggetto
- CDC6-Spinta attiva piedritto destro (paragrafo 7.3.2): $M =$ trascurabile nella sezione in oggetto
- CDC7-Spinta acqua interna (paragrafo 7.3.2): $M =$ trascurabile nella sezione in oggetto
- CDC8-Q1k centrato (paragrafo 7.3.4): $M = q l^2 / 14 = 75.17 * 3.35^2 / 14 = 60.25 \text{ kNm}$
- CDC26-Termica uniforme (paragrafo 7.3.7): $M =$ trascurabile nella sezione in oggetto
- CDC27-Termica farfalla+ (paragrafo 7.3.7): $M = E I \alpha \Delta T / h = 33720000 * 3.57 * 10^{-3} * 10^{-5} * 5 / 0.35 = 17.21 \text{ kNm}$
- CDC28-Ritiro (paragrafo 7.3.8): trascurabile nella sezione in oggetto

Si ottiene in definitiva un momento complessivo pari a $M_{rara} = 87.68 \text{ kNm}$, che risulta di poco inferiore a quello calcolato tramite software e pari a $M_{rara} = 96.3 \text{ kNm}$, valore riscontrabile nella tabella riassuntiva riferita a Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare di paragrafo 9.1.2.1.

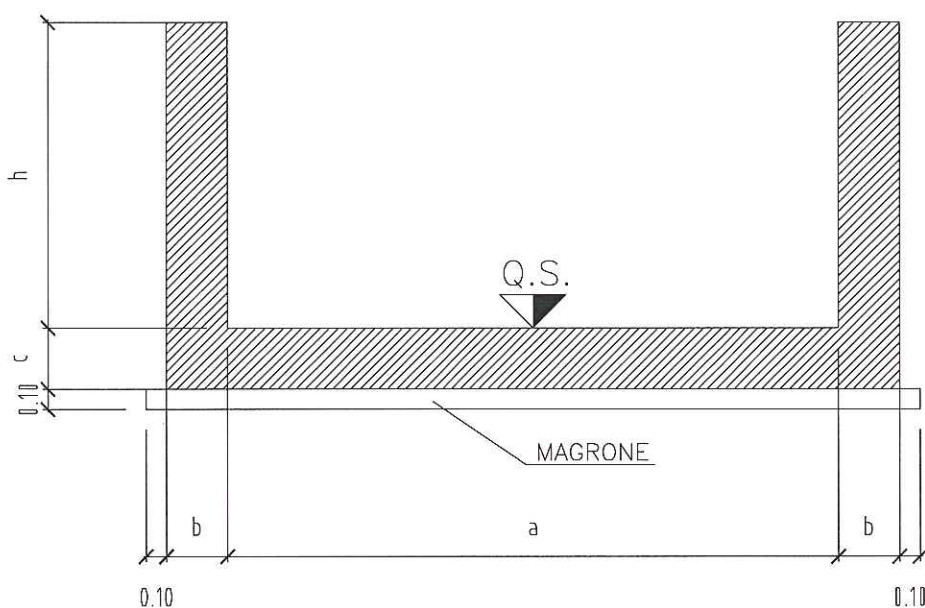
Il confronto tra i valori di sollecitazione ottenuti con codice di calcolo e ricavati manualmente ha fornito esito positivo e di conseguenza si ritengono accettabili i risultati ottenuti tramite codice di calcolo automatico.

11 CALCOLO E VERIFICA DEI MURI AD “U” DI ACCESSO AL TOMBINO

Nel presente capitolo, viene sviluppato il calcolo e la verifica degli elementi ad U di imbocco al tombino scatolare.

11.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La figura seguente mostra la geometria della sezione trasversale dei muri ad U oggetto della presente relazione.



Le sezioni significative ai fini del calcolo delle sollecitazioni sono elencate in tabella:

ALTEZZA MASSIMA MURO	ALTEZZA DI CALCOLO MURO	SPESSORE FONDAZIONE	SPESSORE PIEDRITTO
H = 2.85 m	h = 2.40 m	c = 0.35 m	b = 0.35 m

La sezione di calcolo si ritiene valida per i muri d'ala di accesso al tombino; data la variabilità dell'altezza del muro il calcolo è stato eseguito con riferimento ad una altezza intermedia misurata in corrispondenza della sezione posta a distanza dalla fine della soletta dello scatolare pari ad 1/3 della lunghezza complessiva del tratto ad altezza variabile del muro.

11.2 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

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

Vengono prese in considerazione n°5 Condizioni Elementari di carico (CDC1+ CDC5), di seguito determinate.

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

11.2.1 PESO PERMANENTE DELLA STRUTTURA

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
(Condizione Elementare CDC 1)

11.2.2 SPINTA DEL TERRENO

Le caratteristiche del terreno a ridosso del paramento:

$\gamma=20.00$ kN/m³ (peso di volume del terreno);

$c'=0.00$ Kpa;

$\varphi =35^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_0 = 0.426$.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_0 \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Si considera inoltre una spinta dell'acqua (falda esterna) sui piedritti fino ad una quota assunta a favore di sicurezza pari a 2/3 dell'altezza di calcolo del piedritto.

(Condizioni Elementari CDC 2)

11.2.3 SPINTA DEL TERRENO IN PRESENZA DI SOVRACCARICO SUL RILEVATO

Il sovraccarico accidentale che verrà considerato sul terreno ai fini del calcolo delle spinte si assume pari a 10 kN/m² per la condizione allo SLE e 20 kN/m² per la condizione allo SLU.

(Condizione Elementare CDC 3-4)

11.2.4 AZIONE SISMICA

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

$$F_h = P \cdot k_h$$

P = peso proprio;

k_h = coefficienti sismici, già definiti nel capitolo "Criteri di calcolo".

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 2/3 dell'altezza dalla base del piedritto. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento alla ord. 3274 e s.m., in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

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

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad $h/2$ del piedritto.

Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti.

La Spinta inerziale sui piedritti, variabile lungo l'altezza secondo lo spessore del paramento, sono date dall'espressione seguente:

$$k_h \cdot S_s \cdot \gamma_{cls} \cdot \gamma_i$$

$$k_h \cdot S_b \cdot \gamma_{cls} \cdot \gamma_i$$

dove S_s e S_b sono rispettivamente lo spessore di sommità e di base del piedritto e γ_{cls} il peso specifico del calcestruzzo assunto pari a 25 kN/m^3 .

La Sovraspinta sismica è uguale a $S \cdot a_g / g \cdot \gamma_{cls} \cdot h_{tot} \cdot \gamma_i$.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si implementa un'apposita condizione di carico; tale condizione di carico che mette in conto i pesi permanenti, l'inerzia dei muri ed infine la sovraspinta sismica.

(Condizione Elementare CDC 5)

11.2.5 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO AGENTI SULLA STRUTTURA

Si individuano tre condizioni di carico elementari, poi opportunamente combinate con i coefficienti parziali delle azioni, per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura:

a.1) Condizione per lo SLU (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda (dove presente), spinta del sovraccarico accidentale in esercizio.

a.2) Condizione per lo SLE (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda (dove presente), spinta del sovraccarico accidentale in fessurazione.

a.3) Condizione in fase di costruzione per lo SLU (significativa per le verifiche nella mezzeria della fondazione con trazione nelle fibre superiori).

Azioni agenti: peso proprio della struttura (l'azione sollecitante è il peso proprio dell'elevazione).

Il calcolo delle citate azioni è riportata in apposite Tabelle riepilogative, di seguito riprodotte.

11.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le tipologie delle condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=Gk (spinta terre a riposo+spinta idraulica)
3	Qk	CDC=Qk (Sovraccarico su rilevato per SLE 10kN/m ²)
4	Qk	CDC=Qk (Sovraccarico su rilevato per SLU 20kN/m ²)
5	Qk	CDC=Qk (sisma)

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro secondo i coefficienti di le combinazione definiti in tabella.

Azione	gruppo	g1	g2	g3	s1	s2	s3	s4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
<i>METODO TEN. AMMISSIBILI</i>																	
A I	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6*	0	1	1	1
A III	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1(β1)	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
<i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO PESSURAZIONE</i>																	
F I	1	1	1(β1)	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
F II	1	1	1(β1)	1	1	1	1	ψ1	ψ1	0	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1(β1)	1	1	1	1	ψ2	ψ2	0	0	0	0	0	0	0	0

Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV

STATI LIMITE ULTIMI

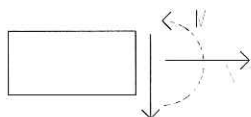
U I	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	0	0	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(**)
U II	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5			
U III	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5			
U IV	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3	1,5	1,5			

Le combinazioni utilizzate sono riassunte di seguito..

Cmb	Tipo	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5
1	SLU	1.5/1.00	1.5/1.00	0	1.5/1.00	0.0
2	SLE(A-FII)	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0
3	SLE(FI)	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0
4	SLE(FIII)	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0
5	SISMA	1.00	1.00	0	0	1.00

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficienti moltiplicativi con i quali le Condizioni Elementari sono considerate.

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



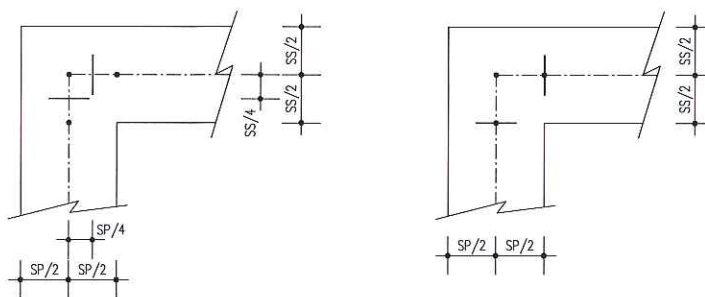
11.4 VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

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

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

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

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



VERIFICHE A FLESSIONE

VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica per la condizione in esercizio sono effettuati con il metodo degli Stati Limite.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- c) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- d) Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate nel vigente D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" (D.M. 9/01/1996), e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FI, FII ed FIII della normativa vigente sui ponti stradali (D.M. 4/05/1990). La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente:

b.1) strutture poste a permanente contatto con il terreno:

Combinazione FI, FIII

$$w_k = c/c_{min} * w_1 \leq 1.5 * w_1 = 1.5 * 0.10 = 0.15 \text{ mm}$$

Combinazione FII

$$w_k = c/c_{min} * w_1 \leq 1.5 * w_1 = 1.5 * 0.20 = 0.30 \text{ mm}$$

(superfici esterne al muro ed intradosso soletta inferiore)

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.70 f_{yk}$

11.5 CALCOLO SEZIONE

Nella tabella seguente sono riportate le dimensioni significative e il calcolo delle azioni alla base del piedritto utilizzate per le verifiche strutturali del muro, ricavate utilizzando lo schema statico di mensola incastrata alla base. Paramento verticale all'attacco fondazione

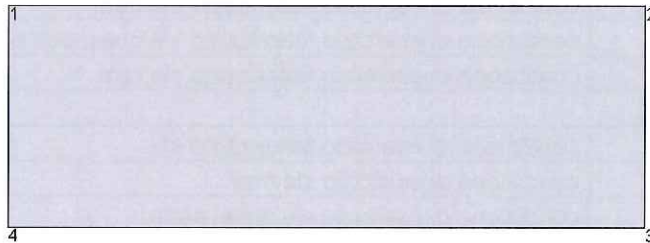
GEOMETRIA DEL MURO		(kN - m)
Altezza elevazione		2.400
Altezza terreno spingente da estradosso fondazione		2.280
Altezza battente d'acqua da estradosso fondazione di progetto		1.600
Spessore in sommità		0.350
Spessore alla base		0.350
Scarpa esterna		0.000
Semilarghezza netta interna		1.500
Sbalzo fondazione		0.200
Semilarghezza fondazione		2.050
Spessore fondazione		0.350
Spessore medio sovrastruttura stradale		0.000
Peso di volume sovrastruttura stradale		22.000
Quota della sezione di verifica		0.000
Spessore della sezione di verifica		0.350
Altezza al di sopra della sezione senza armatura integrativa		2.400
Quota terreno spingente al di sopra della sezione senza armatura integrativa		2.280
Altezza battente dell'acqua all'interno		0.000
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO		
Angolo di attrito del terreno		35.000
Peso di volume terreno		20.000
Peso di volume terreno immerso		10.000
coefficiente di spinta a riposo		0.426
AZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO		
Sovraccarico sul terreno:		
	condizioni Slu	20.000
	condizioni Sle	10.000
Peso elevazione		21.000
Peso del terreno gravante su elevazione:		
	parte non immersa	2.720
	parte immersa	3.200
Spinta del terreno:		
	spinta del terreno	16.709
	spinta da sovraccarico Qe	19.445
	spinta da sovraccarico Qa	9.722
Spinta dell'acqua		12.800
Spinta dell'acqua interna		0.000
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO		
Pesi permanenti in costruzione		38.938
Pressione sul terreno in costruzione		18.994
Totale pesi permanenti in esercizio		44.858
Pressione sul terreno da permanenti in		21.882

esercizio		
Peso acqua interna all'opera		0.000
Totali pesi in esercizio		44.858
Pressione sul terreno totale in esercizio		21.882
SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO		
Sforzo normale		26.920
	Sforzo assiale fattorizzato slu	26.920
	Sforzo assiale fattorizzato sle freq.	26.920
	Sforzo assiale fattorizzato sle quasi perm.	26.920
	Sforzo assiale fattorizzato sle rara	26.920
Momento flettente		
	per eccentricità pesi elevazione	-0.560
	spinta terreno ed acqua	20.763
	totale azioni permanenti	20.203
	azioni permanenti e sovraccarico Qe	42.370
	azioni permanenti e sovraccarico Qe fattorizzato slu	63.555
	azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzato sle freq.	27.961
	azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzati sle quasi perm.	20.203
	azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzati sle rara	31.286
Momento flettente con trasporto a sf/4 a base dell'elevazione:		
	condizione di esercizio	46.653
	condizione di esercizio fattorizzato slu	69.980
	condizione di esercizio fattorizzato sle freq.	31.139
	condizione di esercizio fattorizzato sle quasi perm	22.785
	condizione di esercizio fattorizzato sle rara	34.719
Taglio dovuto alle spinte		
	condizione di esercizio fattorizzato slu	70.925
	condizione di esercizio sle freq.	36.315
	condizione di esercizio sle quasi perm.	29.509
	condizione di esercizio sle rara	39.231
SISMA		
	Accelerazione orizzontale di picco al suolo ag	0.150
	Coefficiente amplific strat. Ss	1.250
	Fattore d'importanza	1.300
	Accelerazione massima a max	0.244
	Coefficiente β_m	1.000
	Coefficiente sismico orizzontale	0.244
	Coefficiente sismico verticale	
AZIONI SISMICHE ALLA BASE PIEDRITTO		
	Incremento di spinta sismica	25.342
	Incremento di spinta sismica distribuito	11.115
	Inerzia del terreno imbarcato	1.443
	Inerzia piedritto in sommità	2.133
	Inerzia del piedritto alla base	2.133
SOLLECITAZIONI SULLA BASE DEL PIEDRITTO IN SISMA		
	Momento dovuto all'inerzia piedritto alla base	6.143
	Momento dovuto all'inerzia terreno imbarcato alla base del piedritto	2.193

	Momento dovuto alla spinta terreno ed acqua	20.763
	Momento dovuto al sisma alla base del piedritto	28.890
	Totale dei momenti in sisma alla base piedritto	57.989
	Momento con trasporto ad sf/4 dovuto all'inerzia del piedritto	6.590
	Momento con trasporto ad sf/4 dovuto all'inerzia del terreno imbarcato	2.320
	Momento con trasporto ad sf/4 dovuto alla spinta del terreno ed acqua	22.108
	Momento con trasporto ad sf/4 dovuto al sisma	31.108
	Totale dei momenti in sisma ad sf/4	62.125
	Sforzo normale a base dell'elevazione comb. Sismica	26.920
	Momento alla base dell'elevazione comb sismica	57.989
	Momento con trasporto a sf/4 comb. Sismica	62.125
	Taglio comb. Sismica	59.970

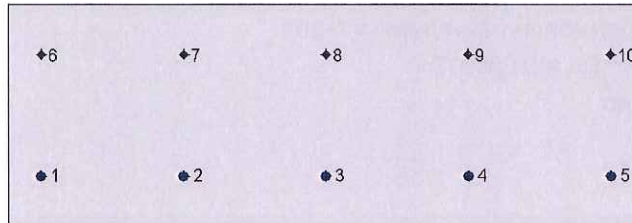
11.5.1 SEZIONE DEL PIEDRITTO ALL'ATTACCO FONDAZIONE

Verifiche a presso flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	35.0
2	100.0	35.0
3	100.0	0.0
4	0.0	0.0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5.0	7.9	1.5	no
2	27.5	7.9	1.5	no
3	50.0	7.9	1.5	no
4	72.5	7.9	1.5	no
5	95.0	7.9	1.5	no
6	5.0	27.1	0.8	no
7	27.5	27.1	0.8	no
8	50.0	27.1	0.8	no
9	72.5	27.1	0.8	no
10	95.0	27.1	0.8	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

Note:

Verifiche SLE per ambiente poco aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm²
 fctm (resistenza a trazione media) = 29 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150545 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 337220 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²

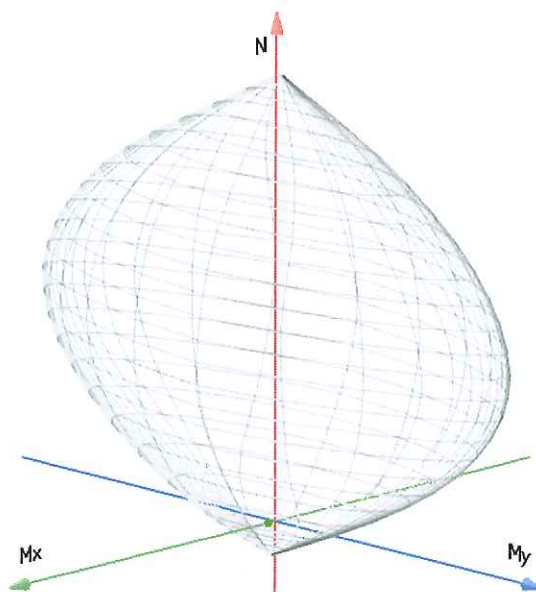
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-454.8	14.2	0.0	Completamente tesa
6206.5	-14.2	0.0	Completamente compressa
0.0	85.2	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-55.9	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	206.0	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-206.0	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su Verif.
kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
10.0	25.5	0.0	P	0.0	85.2	0.0	0.300	OK
			M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
			N	0.0	85.2	0.0	0.300	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su Verif.
kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
10.0	25.5	0.0	P	0.0	85.2	0.0	0.300	OK
10.0	25.5	0.0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
10.0	25.5	0.0	N	0.0	85.2	0.0	0.300	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 17400.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	34.7	0.0	26.9	-4092.0	0.24	161537.8	0.51

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	31.3	0.0	26.9	0.16	0.55

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.15$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	27.96	0.0	28.0	0.13	0.87

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.15$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

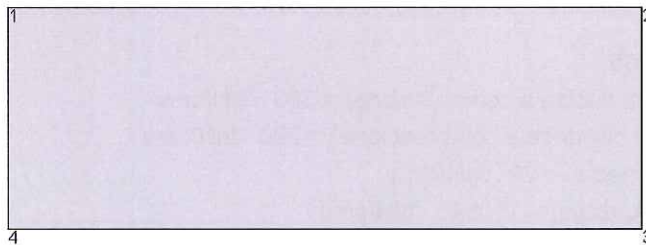
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	22.8	0.0	26.9	-2667.0	0.20	0.11	0.76

Verifiche a taglio

V_{sdu}	70.93	kN
M_{sdu}	0	kNm
N_{sdu}	0	kN
M_0	0.000	kNm
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	27.1	cm
δ	1.000	
r	1.329	m
A_{sl}	0	cm ²
c	10	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
A_{sw}	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	18.156	N/mm ²
f_{ctd}	1.263	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
ρ	0.0000	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	113.683	kN

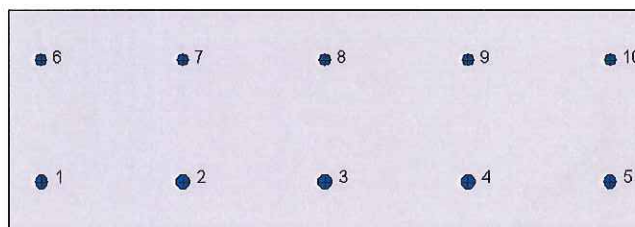
11.5.2 SEZIONE DI FONDAZIONE ALL'ATTACCO PIEDRITTO

Verifiche a presso flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0.0	35.0
2	100.0	35.0
3	100.0	0.0
4	0.0	0.0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5.0	7.9	3.1	no
2	27.5	7.9	3.1	no
3	50.0	7.9	3.1	no

4	72.5	7.9	3.1	no
5	95.0	7.9	3.1	no
6	5.0	27.1	3.1	no
7	27.5	27.1	3.1	no
8	50.0	27.1	3.1	no
9	72.5	27.1	3.1	no
10	95.0	27.1	3.1	no

Normativa di riferimento:

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

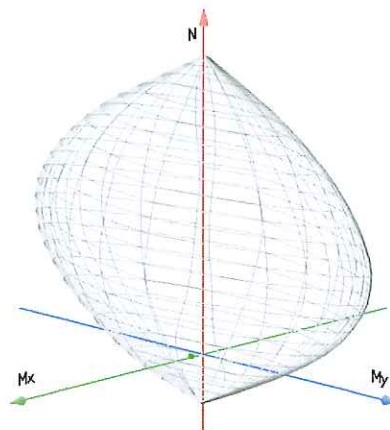
Materiali:
Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 29 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150545 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 337220 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1112.5	11.2	0.0	Completamente tesa
6864.2	-11.2	0.0	Completamente compressa
0.0	161.2	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-137.6	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	476.8	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-476.8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su Verif.
kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
129.5	70.0	0.0	P	71.4	169.3	0.0	0.410	OK
			M	6160.8	69.9	0.0	0.000	
			N	29.5	164.6	0.0	0.420	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su Verif.
kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
129.5	70.0	0.0	P	71.4	169.3	0.0	0.410	OK
129.5	70.0	0.0	M	6160.8	69.9	0.0	0.000	OK
129.5	70.0	0.0	N	29.5	164.6	0.0	0.420	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 17400.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	34.7	0.0	29.5	-3068.2	0.18	82715.3	0.26

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	31.3	0.0	29.5	0.08	0.27

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0.15$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	20.2	0.0	29.5	0.05	0.32

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $WkL = 0.15$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	22.8	0.0	29.5	-2008.5	0.15	0.06	0.37

Verifiche a taglio

V_{sdu}	31.5	kN
M_{sdu}	0	kNm
N_{sdu}	0	kN
M_0	0.000	kNm
Rck	35	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	27.1	cm
δ	1.000	
r	1.329	m
Asl	0	cm ²
c	10	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
fcd	18.156	N/mm ²
fctd	1.263	N/mm ²
fyd	391.304	N/mm ²
ρ	0.0000	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
VRd1	113.683	kN

12 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

12.1 SEZIONE SCATOLARE

Ai fini della verifica della portanza del terreno di fondazione non si ritengono significativi gli squilibri dovuti a spinte orizzontali non simmetriche o ad azioni orizzontali applicate alla sommità dello scatolare quali, frenatura ed eventuale sisma.

La valutazione della pressione trasmessa dall'opera al terreno di fondazione viene condotta con riferimento ad una porzione di scatolare di larghezza unitaria.

Si noti che in questo modo si procede a favore di sicurezza, infatti per quanto riguarda le pressioni sul terreno di fondazione i carichi mobili in realtà si ripartiscono su una larghezza molto maggiore grazie alla notevole rigidità che presenta l'opera nel suo complesso (soletta superiore, soletta inferiore, pareti laterali).

La verifica relativa alla portanza del terreno di fondazione viene condotta sia in condizione di costruzione dell'opera (in assenza di sovrastrutture e rinterri), sia in condizione di esercizio (dopo l'esecuzione dei rinterri e delle sovrastrutture) considerando o i soli carichi permanenti, o anche i sovraccarichi accidentali.

Si riporta di seguito una tabella nella quale sono evidenziati gli sviluppi di calcolo che portano alla valutazione della pressione sul terreno sotto le ipotesi prima riportate.

Relativamente ai carichi mobili sulla soletta superiore si fa riferimento ai seguenti carichi:

Carico completo $q_{1.a} = 600 \text{ kN}$

Colonna di carico $q_{1.b} = 30 \text{ kN/m}$

a) Peso struttura	=	$((L+2*s_p)*s_s+(b+2*s_p+2*s)*s_r+2*s_p*h)*\gamma_{cls}$	= 103,25 kN
b) Peso sovrastruttura stradale	=	$(b+2*s_p+2*s)*H_r*\gamma_{fil}$	= 16,40 kN
c) Peso terreno sbalzi	=	$2*s*(h+s_s)*\gamma_t$	= 18,80 kN
d) Risultante sovraccarico mezzi	=	Q_{1k}/L_{dtmax}	= 219,30 kN
peso in fase di costruzione	=	$P_c = P_s$	= 103,25 kN
pressione media sul terreno in fase di costruzione	=	$P_c/(L+2*s_p+2*s)$	= 25,18 kPa
peso permanente in esercizio	=	P_e	= 138,45 kN

pressione media sul terreno da carichi permanenti in esercizio = $P_e / (L + 2 \cdot s_p + 2 \cdot s)$ = 33,77 kPa

risultante permanenti ed accidentali $P = P_e + Q_s + Q_i$ = 357,75 kN

pressione totale media sul terreno in esercizio $P / (L + 2 \cdot s_p + 2 \cdot s)$ = 87,25 kPa

La verifica di capacità portante verrà eseguita considerando la caratterizzazione del terreno fornita dal progettista geotecnico.

Lungo lo sviluppo del tracciato si incontrano diverse tipologie di terreno, elencate di seguito:

Unità	eventuale discretizzazione nell'unità (con la profondità del banco)		Peso naturale di volume	c'	φ	Cu	E ₀	E _{op} (E _o /10)	
	prof. da p.c.	prof. da p.c.							
	m	m							
G1_sx	0	15	19.0÷20.5	0	40÷48 (41)	-	500÷850	50-85	
	15	-->1		0	38÷43 (40)	-	850÷1100	85-110	
L_sx	-	-	19.0÷20.5	0÷5	28÷30	30÷80 (50)	100÷200	10-20	
A_sx	-	-	19.5÷20.5	5÷20	25÷30	80÷140 (110)	800÷1200	80-100	
G2_sx/dx	-	-	19.0÷19.8	0	38÷43 (41)	-	1400÷2000	120-150	
L_dx	0	10	19.5÷20.5	5÷15	25÷30	40÷140 (70)	100÷150	10-15	
	10	-->1				40÷100 (80)			
A1_dx	1	6	18.5÷20.0	10÷25	18÷28	40÷120 (80)	100÷200	10-20	
	6	10				50÷150 (100)	250÷400	25-40	
	10	-->1				40÷100 (80)	200÷250	20-25	
G1_dx	-	-	19.5÷20.0	0	39÷44 (42)	-	600÷900	60-90	
S_dx	15	18	18.5÷20.0				250÷500	25-50	
	18	25	18.5÷20.0						34÷39 (38)
	25	-->1	20.0						38÷40 (38)
A2_dx	-	-	19.5÷20.0	15÷25	22÷28	80÷180 (110)	800÷1200	80-100	

Il calcolo verrà eseguito a favore di sicurezza considerando il terreno avente le caratteristiche di portanza più scadenti tra quelle elencate, definito dalla tipologia L_{sx}.

La verifica viene condotta, conformemente a quanto prescritto dalla normativa, sia in condizioni non drenate che in condizioni drenate.

Di seguito si riportano le verifiche eseguite.

12.1.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

DATI DI INPUT		
Larghezza della fondazione	4.10	m
Lunghezza della fondazione	1.00	m
Rapporto tra le lunghezze	0.24	
Inclinazione della base	0.00	°
Sforzo normale	357.75	kN
Taglio in direzione larghezza	0.00	kN
Taglio in direzione lunghezza	0.00	kN
Mom. flett. in direzione larghezza	0.00	kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza	0.00	kNm
Coesione non drenata	50.00	kPa
Pressione in superficie	0.00	kPa
Peso specifico totale del terreno latistante la fondazione	20.00	kN/mc
Approfondimento della fondazione	2.90	m
Pressione al piano di posa delle fondazioni	58.00	kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0.00	m
Eccentricità in direzione lunghezza	0.00	m
Larghezza ridotta	4.10	m
Lunghezza ridotta	1.00	m
Coefficiente di sicurezza	2.50	
Inclinazione fondazione	0.00	°
Inclinazione piano campagna	0.00	°

RISULTATI		
	Termine di coesione	Termine di profondità
$q_{lim} = c_u N_c s_c i_c b_c g_c + q$	$c_u = 50.00$	$q = 58.00$
Fattori di :		
capacità portante	Nc =	5.14
Fattori correttivi:		
forma	sc =	1.00
incl. del carico	ic =	1.00
incl. della fondazione	bc =	1.00
incl. piano campagna	gc =	1.00
Termini complessivi di :		
Coesione		257.08
Profondità		58.00
Pressione media (N/A') =	87.2561	kPa
Pressione limite=	315.080	kPa
Pressione ammissibile: P_{lim} / FS =	126.032	kPa

Essendo la pressione ammissibile maggiore della pressione media, la verifica risulta soddisfatta.

12.1.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE
DATI DI INPUT

Larghezza della fondazione	B	4.10	m
Lunghezza della fondazione	L	1.00	m
Rapporto tra le lunghezze	B/L	0.24	
Approfondimento della fondazione	D	2.90	m
Inclinazione della base		0.00	°
Sforzo normale		357.75	kN
Taglio in direzione larghezza		0.00	kN
Taglio in direzione lunghezza		0.00	kN
Mom. flett. in direzione larghezza		0.00	kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza		0.00	kNm
Angolo di attrito del terreno		28.00	°
Coesione drenata		2.50	kPa
Peso specifico totale del terreno γ		20.00	kN/m ³
Profondità della falda da p.c. z_f		1.37	m
Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione z_w		0.00	m
Peso specifico di calcolo γ'_c		10.00	kN/m ³
Pressione in superficie		0.00	kPa
Peso specifico del terreno latitante γ_{lat}		20.00	kN/m ³
Pressione al piano di posa delle fondazioni		58.00	kPa
Eccentricità in direzione larghezza		0.00	m
Eccentricità in direzione lunghezza		0.00	m
Larghezza ridotta		4.10	m
Lunghezza ridotta		1.00	m
Coefficiente di sicurezza		2.50	
Inclinazione piano campagna		0.00	°

RISULTATI

Termine di superficie		Termine di coesione		Termine di profondità	
$0.5 \cdot \gamma' \cdot B'$	20.50	c'	2.50	q'	58.00

Fattori di :

capacità portante
forma
approfondimento

$N_y =$	16.72	$N_c =$	25.80	$N_q =$	14.72
$s_y =$	1.00	$s_c =$	1.00	$s_q =$	1.00
$d_y =$	/	$d_c =$	1.23	$d_q =$	1.21

Fattori correttivi di :

incl. del carico
incl. della base
incl. piano campagna

$i_y =$	1.00	$i_c =$	1.00	$i_q =$	1.00
$b_y =$	1.00	$b_c =$	1.00	$b_q =$	1.00
$g_y =$	1.00	$g_c =$	1.00	$g_q =$	1.00

Termini complessivi di :

Superficie
Coesione
Profondità

342.69
79.16
1034.50

Pressione media (N/A') =	87.26	kPa
Pressione ammissibile P_{lim} /FS=	582.54	kPa

Essendo la pressione ammissibile maggiore della pressione media, la verifica risulta soddisfatta.

12.2 MURI AD U

Per la verifica di portanza dei muri ad U si rimanda ai calcoli svolti per il tombino compreso nella stessa opera e che è caratterizzato da carichi gravanti sul terreno circostante molto più gravosi rispetto quelli relativi ai muri ad U stessi

