

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N.443/01**

**TRATTA A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO DEFINITIVO**

**VAR0031 - SSE BIVIO CORVI**

**OC00 – Opere civili**

**TRASFORMATORI E BASAMENTO GIS**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. F. Poma	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 X	D	C V	C L	O C 0 0 0 0	0 2 8	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	COCIV	06/09/21	COCIV	07/09/21	P. Costa Medich 	09/09/21	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Paolo Costa Medich Ordine Ingegneri Prov. TO n. 10306 X

n. Elab.:	File: A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC
-----------	---

# INDICE

INDICE.....	2
1.     PREMESSA .....	4
2.     NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3.     CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
3.1.   Calcestruzzo .....	6
3.2.   Durabilità e prescrizioni sui materiali .....	7
3.1.   Caratteristiche dei materiali .....	7
4.     STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....	10
5.     VERIFICHE BASAMENTO TRASFORMATORE DI POTENZA 132KV .....	11
5.1.   Descrizione del manufatto .....	11
5.2.   Analisi e modellazione dei carichi di progetto.....	13
5.3.   Modello di calcolo .....	18
5.4.   Condizioni di carico.....	20
5.5.   Caratteristiche della sollecitazione agenti .....	22
5.6.   Caratteristiche della sollecitazione agenti .....	25
5.6.1. Verifica Platea di Fondazione .....	25
6.     BASAMENTO GIS .....	32
6.1.   DESCRIZIONE DEL MANUFATTO.....	32
6.2.   INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO.....	32
6.3.   MODELLAZIONE.....	33
6.4.   ANALISI DEI CARICHI .....	34
6.4.1. Condizioni elementari di carico.....	34
6.4.2. Combinazioni di carico.....	34
6.4.3. Definizione dei carichi.....	38
6.5.   Verifiche SLU.....	39
6.6.   Verifiche geotecniche .....	44

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC

Foglio  
3 di 44

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 44</p>

## 1. PREMESSA

Con la presente relazione si intende fornire i calcoli statici e le verifiche strutturali di sicurezza e di stabilità delle opere civili minori di una serie di apparati tecnologici presenti nella sottostazione posta nella piazzola di Bivio Corvi, apparati quali vasca per trasformatori e basamento Gis.

Tali manufatti sono derivati dai tipologici adottati da Saturno s.pa. per la tecnologia presenti nella succitata sottostazione.

### Vasca per i trasformatori

Il manufatto in c. a. è costituito da una platea di fondazione con setti in elevazione su cui sono impostate le barriere protettive di ciascun trasformatore. Ha dimensioni 26.00mx5.80m con spessore della platea pari a 50cm. I setti intermedi hanno altezza 125cm e spessore 70 cm.

### Basamento gis

Il manufatto in c. a. è costituito da una platea di fondazione con dimensioni 23.00mx8.50m con spessore della platea pari a 60cm.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

- D.M. 09/01/1996: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 44</p>

- Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Ordinanza n. 3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Circ. Min. 10/04/1997 n. 65: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M: 16/01/1996";
- Asa Servizi di Ingegneria (Ferrovie dello Stato), Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995, Testo completo delle relative integrazioni: 13/01/1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo";
- Ferrovie dello Stato - Istruzione F.S. 44/b (Testo aggiornato secondo il D.M. 16/01/1999): "Istruzioni tecniche per i manufatti sotto binario da costruire in zona sismica";
- D. M. del 23 Febbraio 1971 – Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto;
- D.M. 12 Dicembre 1985 – Norme tecniche relative alle tubazioni;
- UNI EN 1916 – Tubi di calcestruzzo armato, non armato e rinforzato con fibre d'acciaio.
- DM 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1. Calcestruzzo

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo classe C12/15 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati .....≤30 mm Tipologia di aggregato: Cava

Classe di consistenza: ..... S3 (UNI EN 206-1)

Classe di esposizione: ..... X0 (UNI EN 206-1)

Rapporto acqua/cemento massimo: .....≤ 0.65- Dosaggio minimo cemento 200 kg/m<sup>3</sup>

Per la realizzazione dei pozzetti lungolinea si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ( $R_{ck} \geq 30$  N/mm<sup>2</sup>) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_{cm} = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 31220$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.6 = 13.28$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 \cdot R_{ck}^{2/3} = 2.60$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.12$ N/mm <sup>2</sup>
Tensioni ammissibili	$\sigma_c = 9.75$ N/mm <sup>2</sup>
	$\tau_{c0} = 0.60$ N/mm <sup>2</sup>
	$\tau_{c1} = 1.83$ N/mm <sup>2</sup>

#### Acciaio per cemento armato

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

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	≥450 MPa
Limite di rottura $f_t$	≥540 MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	≥7.5%
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y$ misurato/ $f_{ynom}$	≤ 1,25

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_s = 255.00$ N/mm <sup>2</sup>

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC <span style="float: right;">Foglio 7 di 44</span>

### 3.2. Durabilità e prescrizioni sui materiali

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

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

### 3.1. Caratteristiche dei materiali

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

Magroni

- Classe di resistenza: C12/15
- Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: X0
- Classe di consistenza slump: S3
- Contenuto minimo di cemento:  $150 \text{ Kg/m}^3$
- Rapporto A/C:  $\leq 0.60$
- Acqua : Conforme a UNI EN 1008
- Cemento : CEM II/B-M 32.5 R (Conf. UNI-EN197/1)

Struttura in fondazione:

- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza slump: S4
- Contenuto minimo di cemento:  $320 \text{ Kg/m}^3$
- Rapporto A/C:  $\leq 0.55$
- Aggregato: Conforme a UNI EN12620
- Massima dimensione aggregato: 25 mm
- Copriferro: 50 mm
- Acqua : Conforme a UNI EN 1008
- Cemento : CEM IV/A 42.5 R (Conf. UNI-EN 197/1)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC</p>	<p>Foglio 8 di 44</p>

- Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica media:  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33.0 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione:  $f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%):  $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.14 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):  $f_{ctk} = 1.3 f_{ctm} = 2.78 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità longitudinale  $E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU  $\gamma_C = 1,50$
- Resistenza di calcolo a compressione SLU  $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 14.17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU  $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 1.00 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLE  $\gamma_C = 1,00$
- combinazione rara  $\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
- combinazione quasi permanente  $\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 11.25 \text{ N/mm}^2$

#### Struttura in elevazione:

- Classe di resistenza: C28/35
- Classe di esposizione: XC3
- Classe di consistenza slump: S4
- Contenuto minimo di cemento:  $320 \text{ Kg/m}^3$
- Rapporto A/C:  $\leq 0,50$
- Aggregato: Conforme UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato: 25 mm
- Copriferro: 50 mm
- Acqua : Conforme UNI EN 1008
- Cemento : CEM II/A-LL 42.5 R (Conf. UNI-EN 197/1)
- Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica media:  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione:  $f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,63 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%):  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):  $f_{ctk} = 1,3 f_{ctm} = 3,93 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità longitudinale  $E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33346 \text{ N/mm}^2$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC	Foglio 9 di 44

- Coefficiente sicurezza SLU  $\gamma_C = 1,50$
- Resistenza di calcolo a compressione SLU  $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 18,1 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU  $f_{ctd} = 0,7 f_{ctk} / \gamma_C = 1,83 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLE  $\gamma_C = 1,00$
- combinazione rara  $\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 19,20 \text{ N/mm}^2$
- combinazione quasi permanente  $\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 14,40 \text{ N/mm}^2$

#### Acciaio Per Calcestruzzo Armato

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2008 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto  $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$  (fratt. 10%)
- Rapporto  $(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$  (frattile 10%)
- Allungamento  $(Agt)_k > 7,5\%$  (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU  $\gamma_S = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391,30 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di calcolo SLE  $\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.



## 5. VERIFICHE BASAMENTO TRASFORMATORE DI POTENZA 132KV

### 5.1. Descrizione del manufatto

La presente relazione di calcolo riguarda le opere di fondazione di tre trasformatori di gruppo nell'ambito del Progetto Definitivo della nuova Sottostazione Elettrica (SSE) di Bivio Corvi.

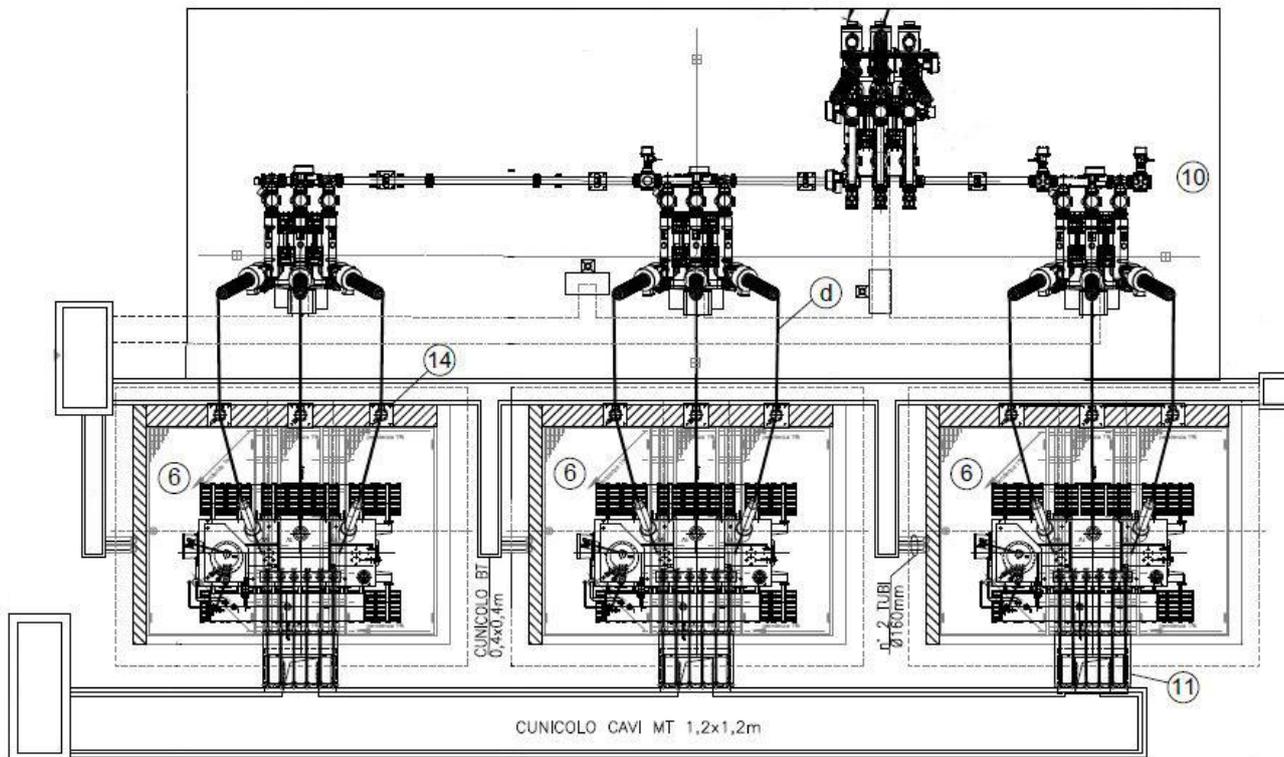


Figura 10 – Stralcio planimetria SSE Bivio Corvi

La fondazione unica dei tre trasformatori di gruppo, costituita da una platea rettangolare avente spessore pari a 30cm, da tre gruppi di vasche oltre che da tre muri taglia fiamma, è stata concepita totalmente in calcestruzzo armato gettato in opera. In particolare, la fondazione del singolo trasformatore è costituita da 3 vasche, sui quali andranno a caricarsi sia il peso indotto dal trasformatore (setti centrali trasversali), nonché il carico indotto dal ghiaione lavato spezzature 75/150 mm, posto alla testa dei setti e sostenuto da una struttura metallica.

Dal punto di vista geometrico, il sistema di tre vasche su cui poggia il singolo trasformatore, da realizzare mediante un sistema di setti in calcestruzzo armato, presenta le seguenti caratteristiche:

- Navate longitudinali:  $n_1 = 1$ ;

- Campate trasversali:  $n_2 = 3$
- Lunghezza totale (asse setti)  $L_1 = 7,20$  m
- Larghezza totale (asse setti)  $B_1 = 3,80$  m
- Spessore setti  $s_1 = 0,20$  m
- Quota piano posa fondazioni (filo magrone):  $H_1 = -1,30$  m
- Quota estradosso fondazioni:  $H_2 = -1,00$  m
- Quota piano campagna  $H_3 = 0,00$  m
- Quota minima estradosso setti:  $H_4 = +0,50$  m I muri taglia fiamma presentano le seguenti caratteristiche geometriche:
- Lunghezza totale  $L_2 = 5,75$  m
- Spessore  $s_2 = 0,30$  m
- Altezza setti:  $H_5 = +6,30$  m

La platea di fondazione unica presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- Lunghezza piastra  $L_3 = 26,80$  m
- Larghezza piastra:  $B_2 = 6,70$  m
- Spessore piastra:  $s_3 = 0,30$  m

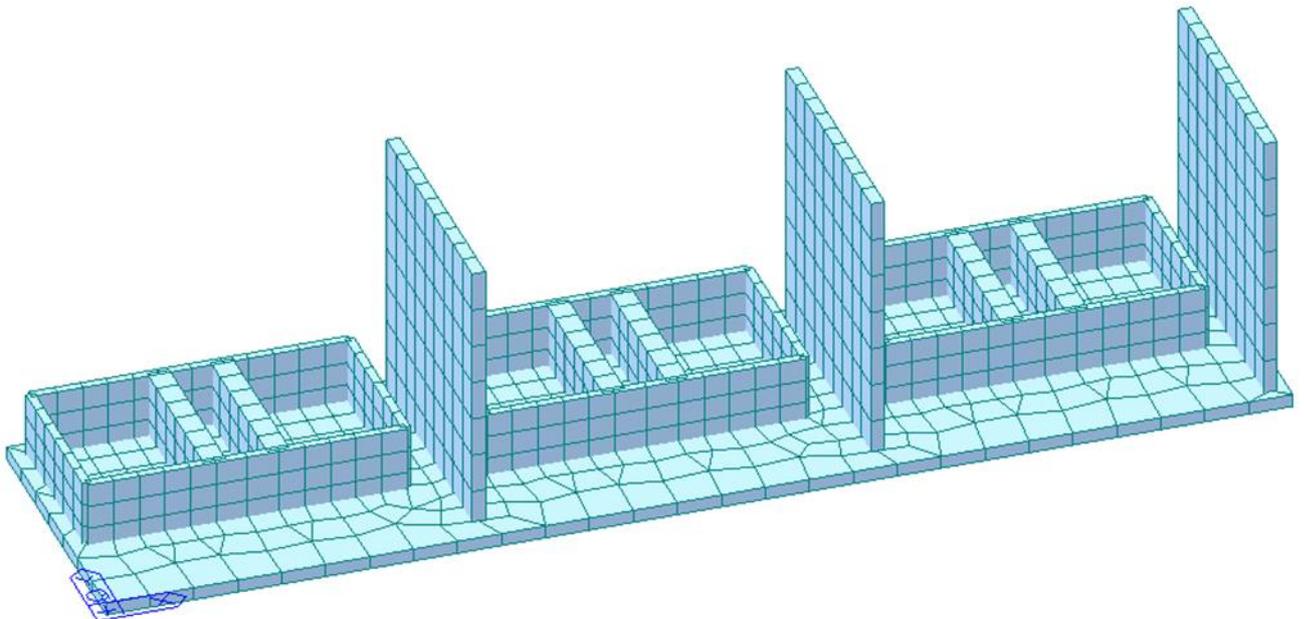


Figura 11 – Struttura fondazioni gruppo trasformatori e muri taglia fiamma)

## 5.2. Analisi e modellazione dei carichi di progetto

I carichi permanenti strutturali, corrispondenti al peso proprio della struttura, sono calcolati automaticamente dal programma di calcolo considerando un peso specifico del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_{cls}=25\text{kN/m}^3$ .

La struttura, nel suo complesso, è altresì assoggettata alle seguenti azioni esterne:

### Carichi Permanenti

- Carichi permanenti Setti Vasca

Il carico dei trasformatori (peso di 400 kN) agente sui setti verticali centrali dei tre gruppi di vasche, è stato modellato mediante carichi lineari, in particolare

(G2,1): 52.63 kN/m

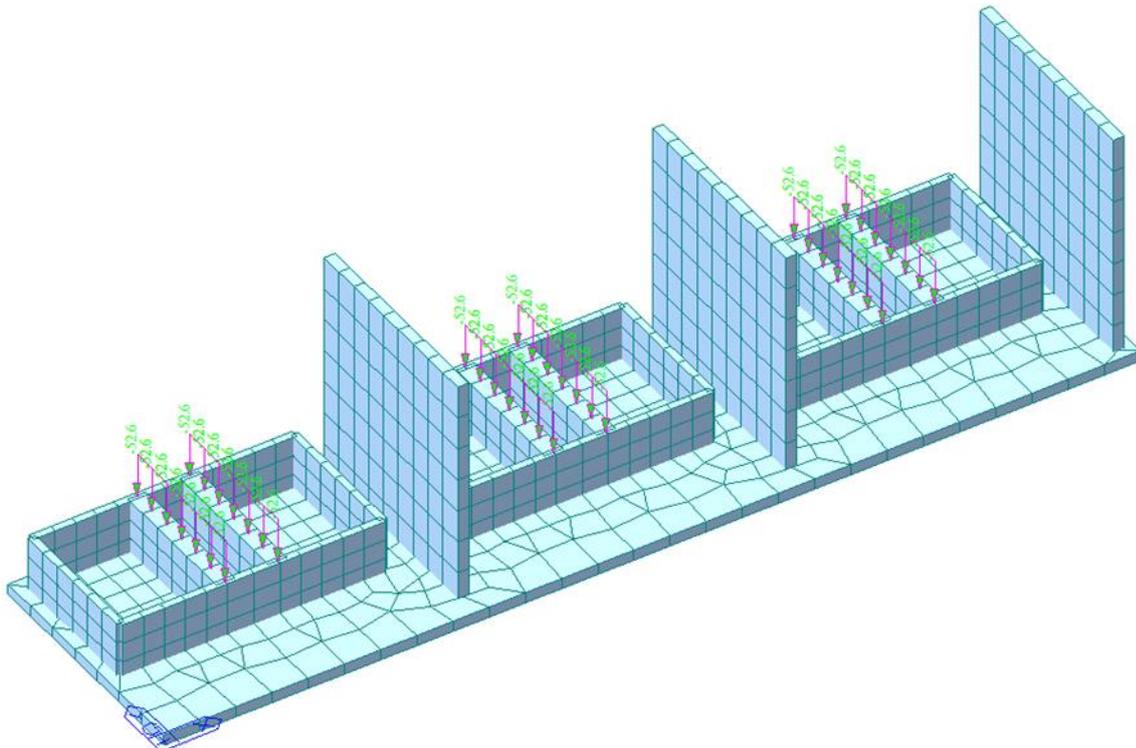


Figura 12 – Modellazione carichi G2.1

Ghiaione lavato 75/150 spessore 20 cm (G2):

(G2,2): 2.8 kN/m<sup>2</sup>



Sovraccarico accidentale (manutenzione) (Q): 50 daN/m<sup>2</sup>

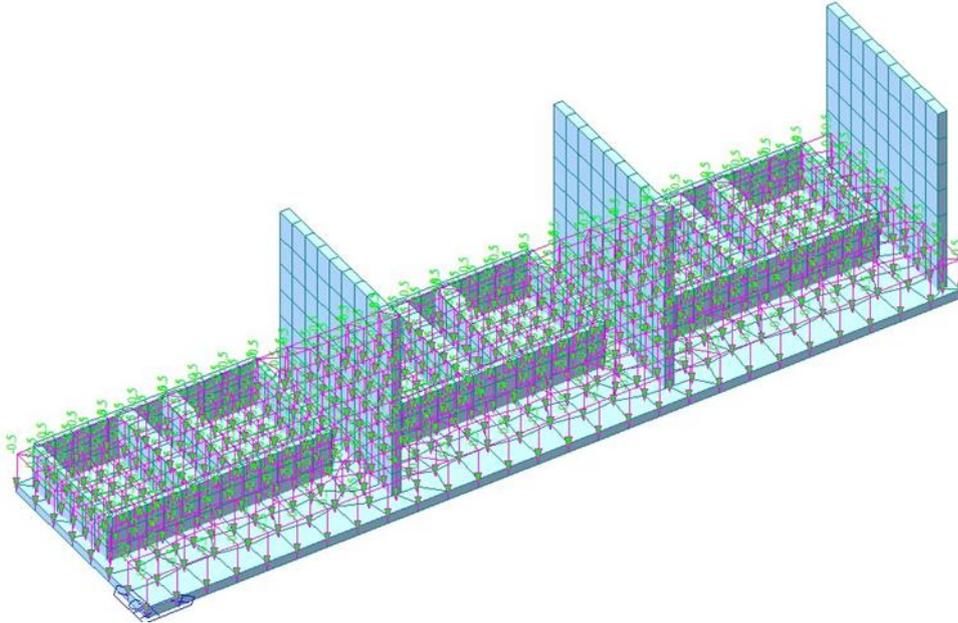


Figura 14 – Modellazione carichi Q1

### Azione Della Neve

Il carico della neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

$q_s$  carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  valore caratteristico di riferimento neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>] - periodo di ritorno 50 anni;  $C_E$  coefficiente di esposizione;

$C_t$  coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Per la struttura in questione, ubicata nel Comune di Arquata Scrivia, si ha:

Carico neve: Zona I - Med:  $a_s \approx 248$  m  $q_{sk} = 1,58$  kN/m<sup>2</sup> ( $a_s > 200$  m);

Coefficiente esposizione: Topografia Normale  $C_E = 1$

Coefficiente termico:  $C_t = 1,0$

Coefficiente di forma: Per  $\alpha = 0^\circ$   $\implies \mu_i = 1,0$

da cui:  $q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 1,0 \times 1,58 \times 1,0 \times 1,0 = 1,58$  kN/m<sup>2</sup> = 1,58 kN/m<sup>2</sup>

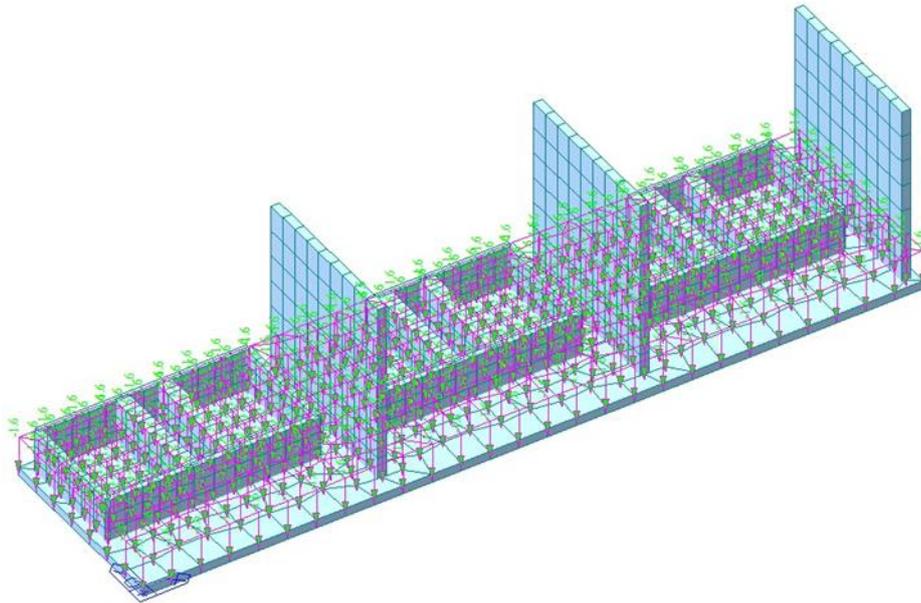


Figura 15 – Modellazione carichi Q2

## Azioni Del Vento

La pressione del vento è data dall'espressione:  $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

dove:

- $q_b$  pressione cinetica di riferimento
- $c_e$  coefficiente di esposizione
- $c_p$  coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  coefficiente dinamico;

### Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

dove:

- $v_b$  velocità di riferimento del vento (in m/s);
- $\rho$  densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche,  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

- $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$ : parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame,

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC</p> <p style="text-align: right;">Foglio 17 di 44</p>

- as : altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione. Per cui per: as ≈ 248 m vb= 25 m/s

$$q_b = 0,5 \rho v^2 = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

### Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi sul sito, ci si riferisce alla formula:

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

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

dove

- $k_r, z_0, z_{\min}$  : funzione della categoria di esposizione del sito;
- $c_t$  : coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi specifiche, per il sito in questione abbiamo:

Coefficiente di topografia:  $c_t = 1$

Classe rugosità Terreno: C

Distanza sito dalla costa (km):  $d > 2 \text{ km}$

Quota s.l.m. (m)  $h < 500$

Classe di esposizione: Tipo III

da cui

$$k_r = 0,20 \quad z_0 = 0,10\text{m} \quad z_{\min} = 5,0\text{m} \quad z = 3,15 \text{ m}$$

$$c_e = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 0,202 \times 1 \times \ln(5,00/0,10) \times [7 + \ln(5,00/0,10)] = 1,71$$

### Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma per la valutazione della pressione esterna relativa ad edifici a pianta rettangolare con coperture inclinate assume determinati valori in funzione dell'inclinazione dell'elemento investito dal vento; in particolare:

- per elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale  $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ ,  $c_{pe} = +0,8$ ;
- per elementi sottovento,  $c_{pe} = -0,4$ .

Per i muri tagli fuoco in questione si considera, in definitiva:  $c_p = 1.2$  per muri taglia fuoco

### Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto pari a:  $cd = 1$ .

In definitiva, la pressione del vento assume il valore:

$$p = 0.391 \text{ daN/m}^2 \times 1,71 \times 1 \times 1.2 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

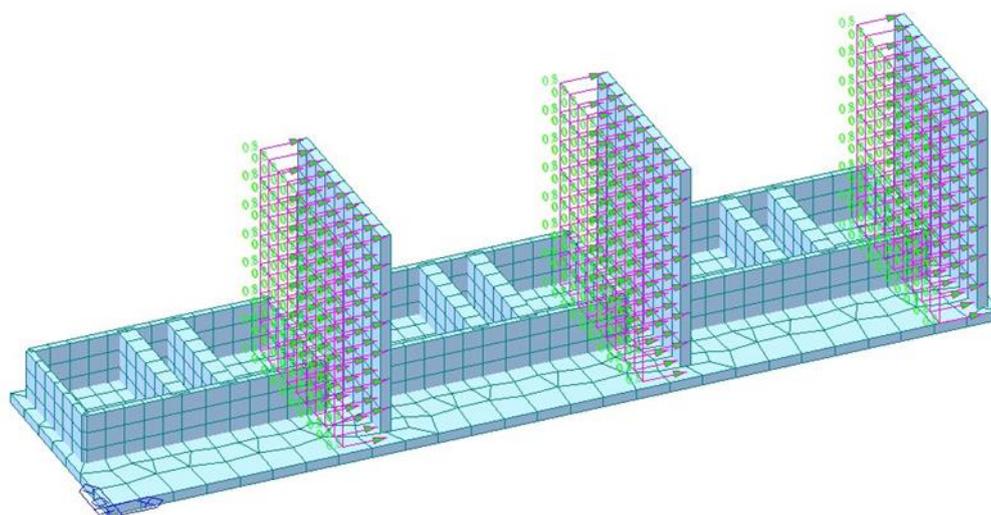


Figura 16 – Modellazione carichi Q3

### 5.3. Modello di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali e per le verifiche di resistenza si è fatto ricorso al software MidasGen 2020 (v.1.1).

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio 2; con il quale si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R).

In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_f$  riportati nella colonna A1.

Tabella 8 - Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tabella 2.6.I - NTC08)

CARICHI	EFFETTO	Coeff. parziale $\gamma_F$	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,30	1,00

<b>Permanenti non strutturali</b>	<b>Favorevoli</b>	$\gamma_{G2}$	<b>0,0</b>	<b>0,0</b>
	<b>Sfavorevoli</b>		<b>1,5</b>	<b>1,3</b>
<b>Variabili</b>	<b>Favorevoli</b>	$\gamma_{Qi}$	<b>1,50</b>	<b>1,30</b>
	<b>Sfavorevoli</b>		<b>1,5</b>	<b>1,3</b>

\*Per i carichi permanenti compiutamente definiti si adottano gli stessi coefficienti per le azioni permanenti.

Per quanto riguarda di coefficienti parziali per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R), sono stati utilizzati i seguenti coefficienti (Cap. 6 NTC 08):

**Tabella 9 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II - NTC08)**

Coeff. Parziale	$\gamma_M$			(M1)	(M2)
Tang. angolo resistenza al taglio			$\tan \Phi'_k$	$\gamma_{F'}$	1,00
1,25 Coesione efficace			$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00
1,25 Resistenza non drenata			$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00

**Tabella 10 - Coeff. parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali (Tabella 6.4.I NTC08)**

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	1,00	1,10	1,10

L'analisi e verifica della fondazione in oggetto è stata effettuata con l'ausilio del software MidasGen. La platea di fondazione è stata modellata mediante elementi plate, ovvero macro elementi piastra che sono stati meshati facendo uso degli strumenti di mesh automatica disponibili in MidasGen. La piastra è stata modellata alla Winkler, ovvero su suolo elastico, mediante un letto di molle al quale è stata associata una costante elastica pari a 1.00 Kg/cm<sup>3</sup>. Le sollecitazioni sono state applicate come carichi uniformemente distribuiti sulla superficie.

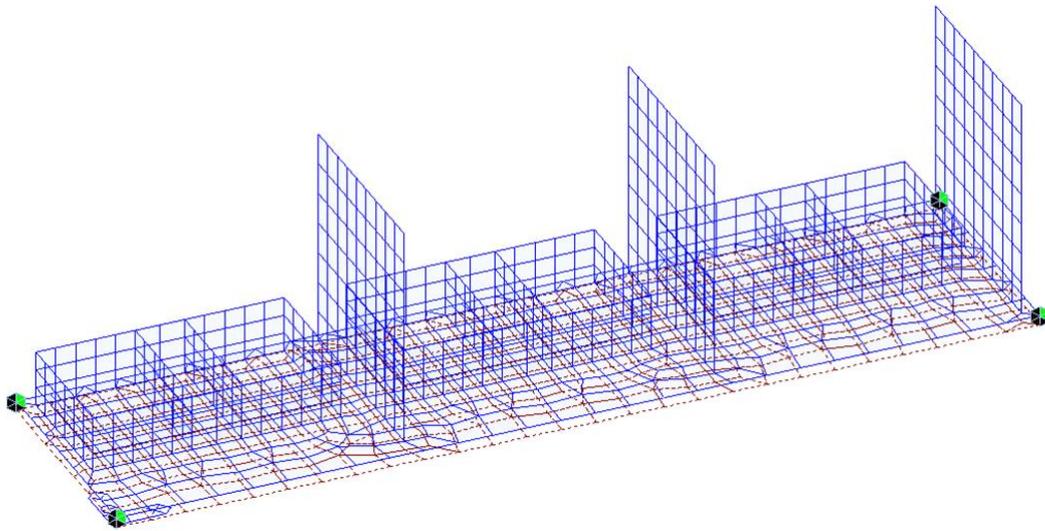


Figura 17 – Modello di calcolo

#### 5.4. Condizioni di carico

Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico con i relativi coefficienti adimensionali  $\psi_{ij}$ .

Tabella 11 - Condizioni elementari di carico

N	Name	Type	Description
1	G1	Dead Load (D)	Peso proprio strutturale- cls
2	G2.1	Dead Load (D)	Peso proprio del trasformatore
3	G2.2	Dead Load (D)	Peso proprio del ghiaione lavato
4	G2.3	Horizontal Earth Pressure	Spinta del terreno
5	Q1	Live Load (L)	Sovraccarico accidentale - sola
6	Q2	Snow Load (S)	Azione della neve
7	Q3	Wind Load on Structure (W)	Azione del vento
2	G2.1	Dead Load (D)	Peso proprio del trasformatore
3	G2.2	Dead Load (D)	Peso proprio del ghiaione lavato

#### 8.5.1 Combinazioni di carico

Per le verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti Combinazioni delle azioni (2.5.3 NTC 18):

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale.

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza; in particolare le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della  $i$ -esima combinazione.

Di seguito si riportano, le combinazioni utilizzate per il modelli di calcolo.

**Tabella 12 - Combinazioni di carico**

	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
<b>1 SLU1_Q1</b>			
	G1( 1.300) +	G2.1( 1.500) +	G2.2( 1.500) +
	G2.3( 1.500) +	Q1( 1.500) +	Q2( 0.750) +
	Q3( 0.900)		
<b>2 SLU2_Q2</b>			
	G1( 1.300) +	G2.1( 1.500) +	G2.2( 1.500) +
	G2.3( 1.500) +	Q2( 1.500) +	Q3( 0.900) +
<b>3 SLU3_Q3</b>			
	G1( 1.300) +	G2.1( 1.500) +	G2.2( 1.500) +
	G2.3( 1.500) +	Q2( 0.750) +	Q3( 1.500) +
<b>4 Envelope_SLU</b>			
	SLU1_Q1( 1.000) +	SLU2_Q2( 1.000) +	SLU3_Q3( 1.000)
<b>5 RARA1_Q1</b>			
	G1( 1.000) +	G2.1( 1.000) +	G2.2( 1.000)
	G2.3( 1.000) +	Q1( 1.000) +	Q2( 0.500)
	Q3( 0.600)		
<b>6 RARA2_Q2</b>			
	G1( 1.000) +	G2.1( 1.000) +	G2.2( 1.000)
	G2.3( 1.000) +	Q2( 1.000) +	Q3( 0.600)
<b>7 RARA3_Q3</b>			
	G1( 1.000) +	G2.1( 1.000) +	G2.2( 1.000)

	G2.3( 1.000) +	Q2( 0.500) +	Q3( 1.000)
<b>8 Quasi Permanente</b>			
	G1( 1.000) + G2.3( 1.000)	G2.1( 1.000) +	G2.2( 1.000)
<b>9 Frequente</b>	1 Active Add		
	G1( 1.000) + G2.3( 1.000) +	G2.1( 1.000) + Q2( 0.200)	G2.2( 1.000)
<b>10 Frequente</b>			
	G1( 1.000) + G2.3( 1.000) +	G2.1( 1.000) + Q3( 0.200)	G2.2( 1.000)

### 5.5. Caratteristiche della sollecitazione agenti

Nel seguito si riportano le caratteristiche delle sollecitazioni massime derivanti dall'analisi strutturale del basamento, ovvero dall'inviluppo delle combinazioni allo SLU.

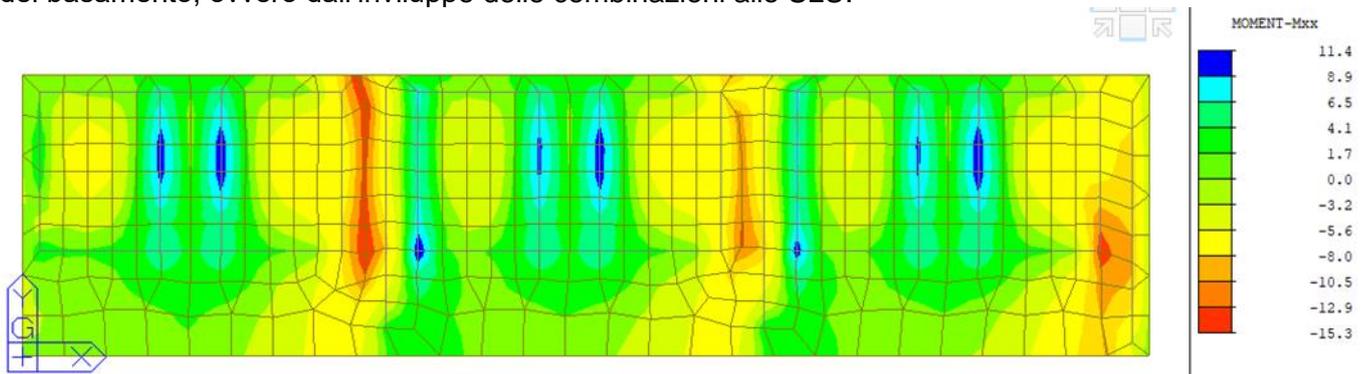


Figura 18 – Diagramma Sollecitazioni  $M_{xx}$  [kNm/m] - Platea di fondazione

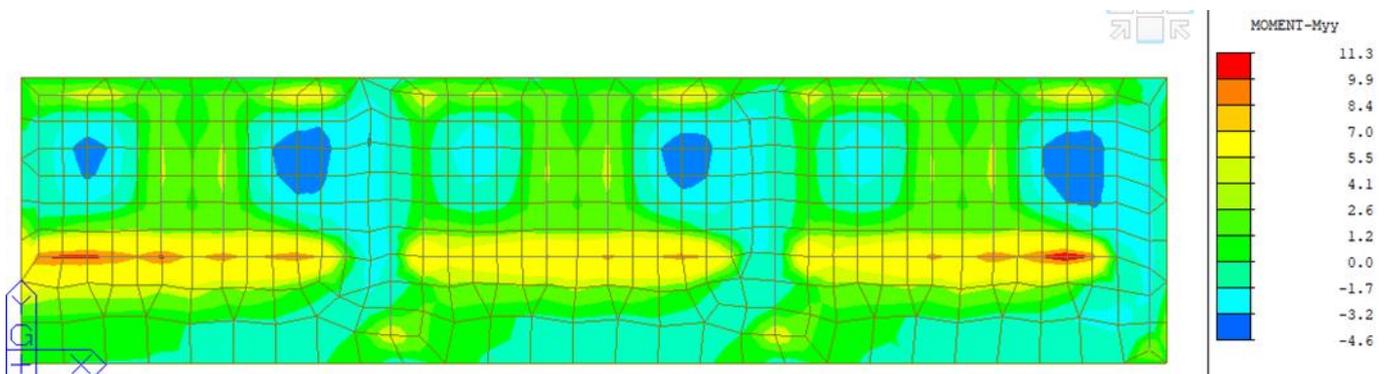


Figura 19 – Diagramma Sollecitazioni  $M_{yy}$  [kNm/m] - Platea di fondazione

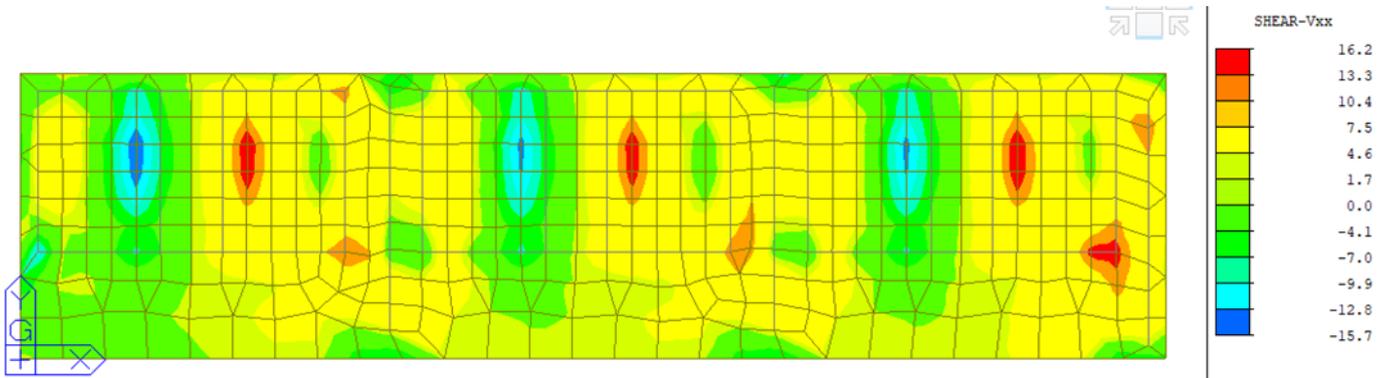


Figura 20 – Diagramma Sollecitazioni Vxx [kN/m] - Platea di fondazione

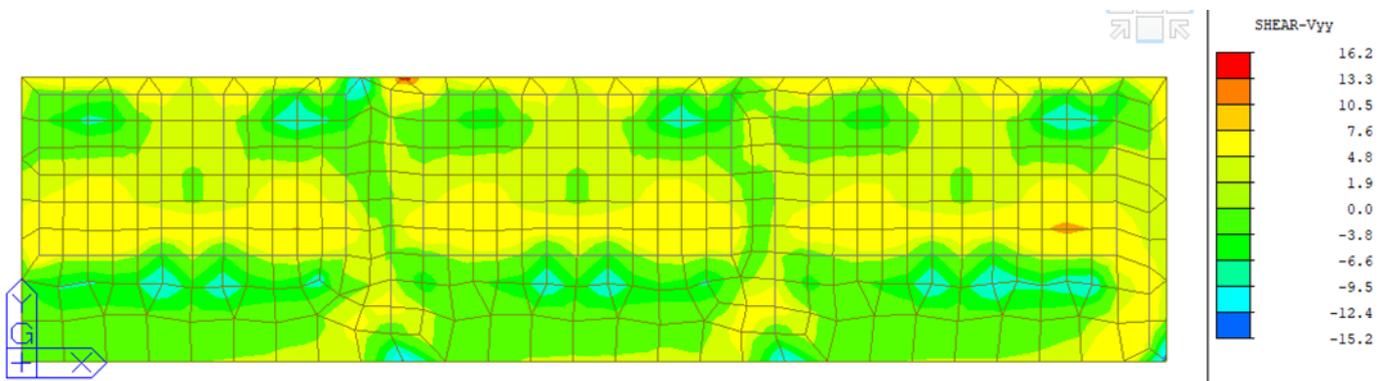


Figura 21 – Diagramma Sollecitazioni Vyy [kN/m] - Platea di fondazione

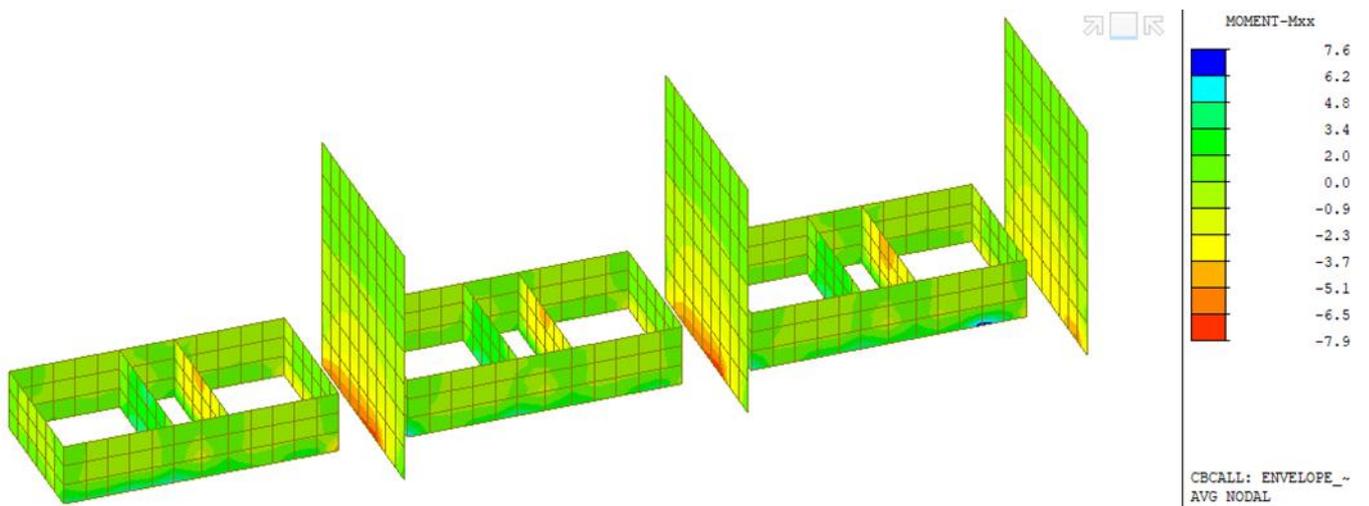


Figura 22 – Diagramma Sollecitazioni Mxx [kNm/m] – Setti e pareti taglia fuoco

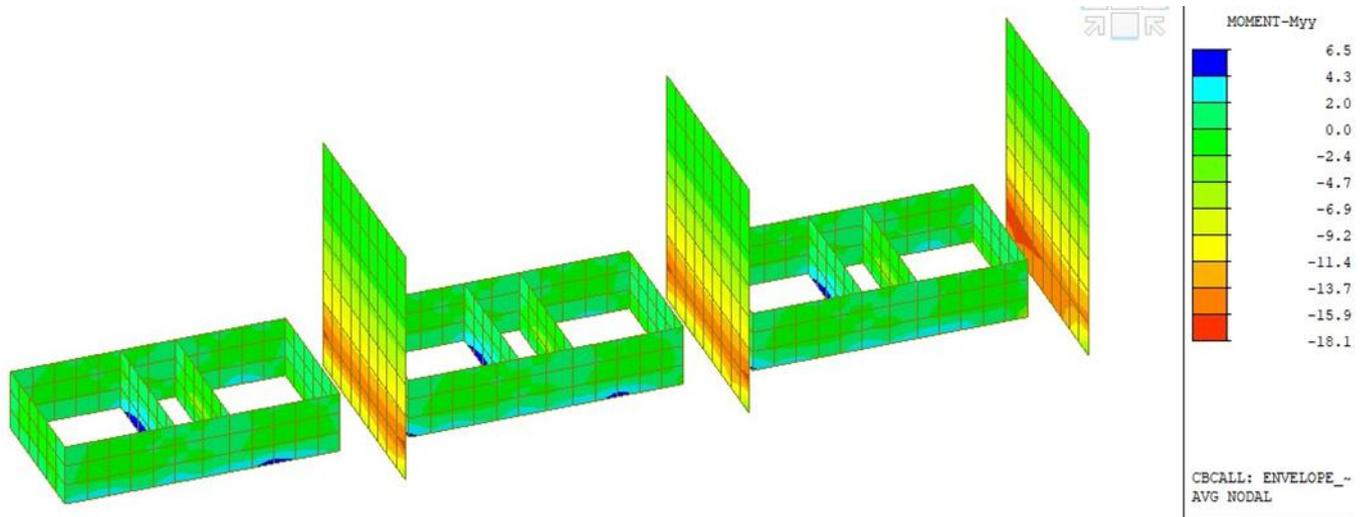


Figura 23 – Diagramma Sollecitazioni Myy [kNm/m] - Setti e pareti taglia fuoco

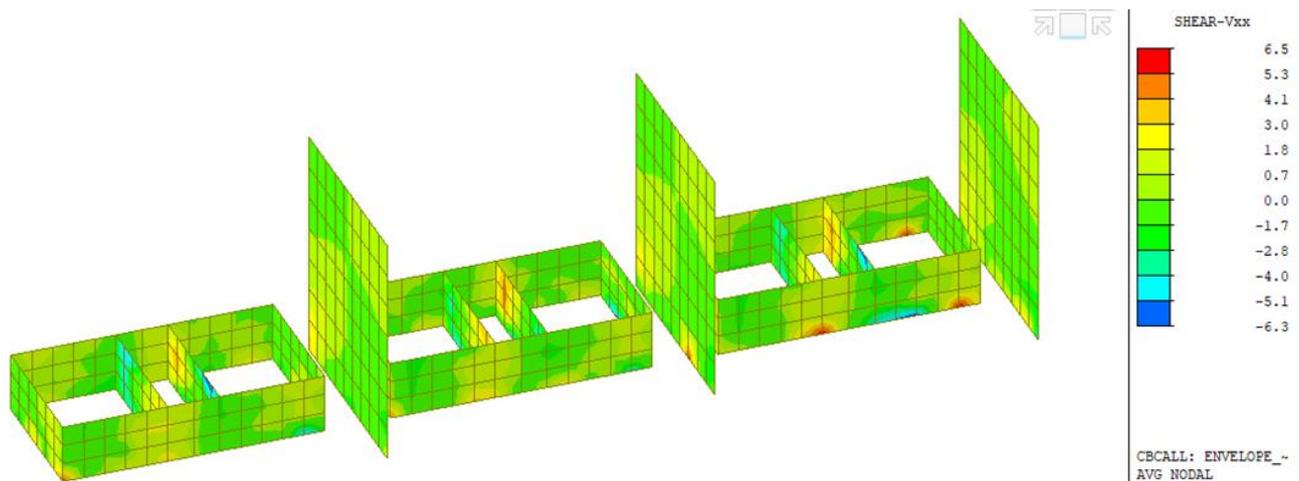


Figura 24 – Diagramma Sollecitazioni Vxx [kN/m] - Setti e pareti taglia fuoco

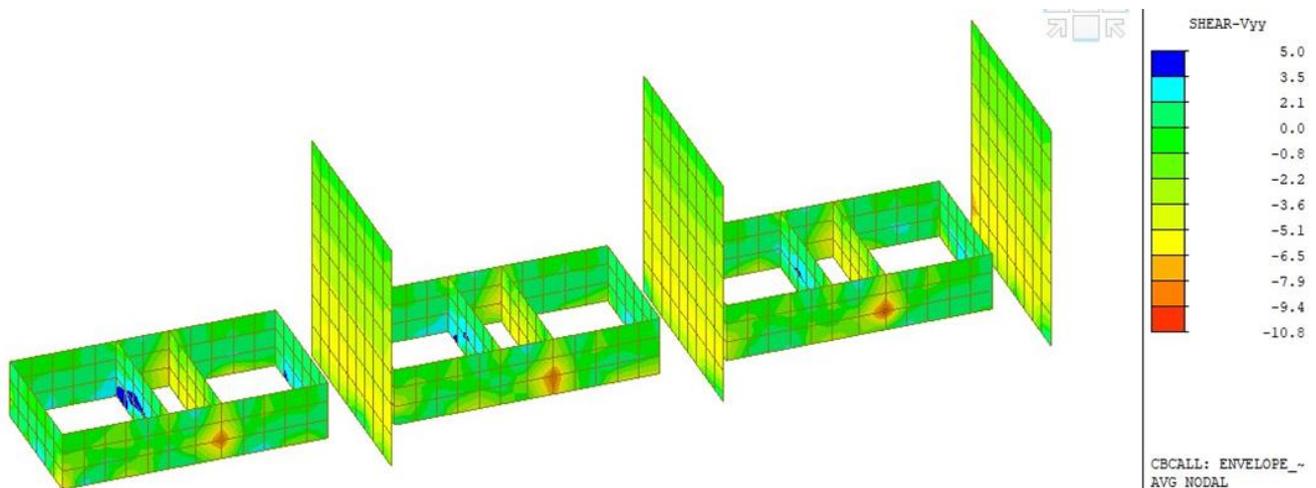


Figura 25 – Diagramma Sollecitazioni Vyy [kN/m] - Setti e pareti taglia fuoco

## 5.6. Caratteristiche della sollecitazione agenti

### 5.6.1. Verifica Platea di Fondazione

#### Verifica a Flessione

Le verifiche a flessione della platea sono state effettuate con l'ausilio del software MidasGen.

Si riporta in maniera semplificata la disposizione delle armature e le rispettive verifiche flessionali.

La piastra, i setti e le pareti taglia fuoco sono state armate con barre  $\Phi 12$  a passo 20 cm in entrambe le direzioni sia in testa che alla base.

Si riportano i rapporti domanda/capacità in testa ed alla base della piastra per entrambe le direzioni.

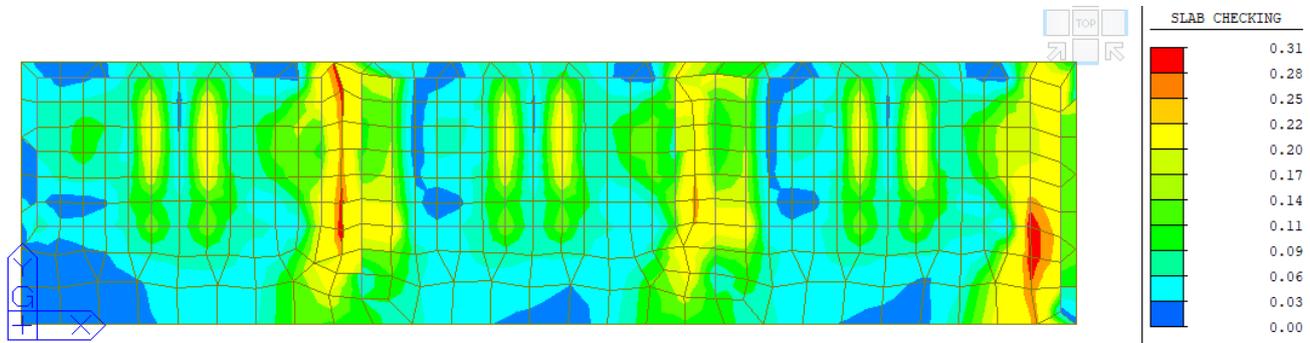


Figura 26 – Resistance Ratio – Slab cheching – Both\_dir1 – Platea di fondazione

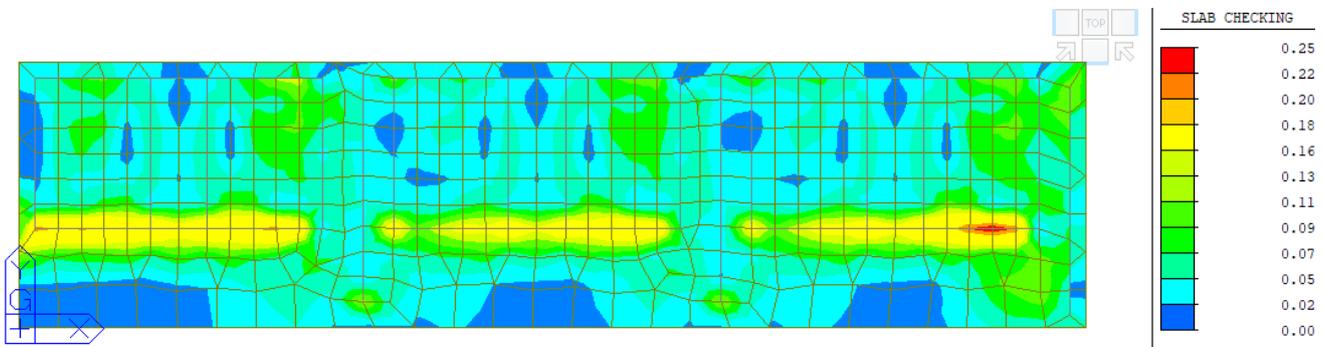


Figura 27 – Resistance Ratio – Slab cheching – Both\_dir2 – Platea di fondazione

#### Verifica a taglio

Le verifiche a taglio della piastra sono state effettuate con l'ausilio di un foglio Excel: considerando la resistenza della sezione non armata a taglio ed il taglio massimo nella piastra di fondazione.

##### Geometria Sezione

H=	<b>0.30</b>	m	Altezza della Sezione
B=	<b>1.00</b>	m	Larghezza della Sezione
A <sub>c</sub> =	0.30	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
n=	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione

$A_{id} =$	0.32	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
$x_g =$	0.15	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
$I_g =$	0.00	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
$W_{sup} =$	0.02	m <sup>3</sup>	
$e_{lim,cls} =$	0.05	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
$e_{1-lim,acc} =$	0.07	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
$e_{2-lim,acc} =$	0.07	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

**Armatura Longitudinale Tesa****I° Strato**

$n^{\circ} \text{barre} =$	<b>5</b>		Numero Barre
$\phi =$	<b>12</b>	mm	Diametro Barre dello strato
$A_f =$	0.00057	m <sup>2</sup>	Area Armatura dello strato
$c_{teso} =$	<b>0.05</b>	m	Copriferro Armatura Tesa dal Lembo Teso (Asse Barre)

**II° Strato**

$n^{\circ} \text{barre} =$	<b>0</b>		Numero Barre
$\phi =$	<b>0</b>	mm	Diametro Barre dello strato
$A_f =$	0.00000	m <sup>2</sup>	Area Armatura dello strato
$c_{teso} =$	<b>0.12</b>	m	Copriferro Armatura Tesa dal Lembo Teso (Asse Barre)
$A_{f,tot} =$	0.00	m <sup>2</sup>	Area Armatura tesa totale
$c_{tot} =$	0.05	m	Copriferro Baricentro Armatura Tesa dal Lembo Teso

**Armatura Longitudinale Compressa****I° Strato**

$n^{\circ} \text{barre} =$	<b>5</b>		Numero Barre
$\phi =$	<b>12</b>	mm	Diametro Barre dello strato
$A_f =$	0.00057	m <sup>2</sup>	Area Armatura dello strato
$c_{comp} =$	<b>0.05</b>	m	Copriferro Armatura Compressa dal Lembo Compresso (Asse Barre)

**II° Strato**

$n^{\circ} \text{barre} =$	<b>0</b>		Numero Barre
$\phi =$	<b>12</b>	mm	Diametro Barre dello strato
$A_f =$	0.00000	m <sup>2</sup>	Area Armatura dello strato
$c_{comp} =$	<b>0.02</b>	m	Copriferro Armatura Compressa dal Lembo Compresso (Asse Barre)
$A_{f,tot} =$	0.00057	m <sup>2</sup>	Area Armatura compressa totale
$c_{tot} =$	0.05	m	Copriferro Baricentro Armatura Tesa dal Lembo Compresso

**Armatura  
Trasversale**

$\phi_s =$	<b>0</b>	mm	Diametro Staffe
$n_b =$	<b>0.00</b>		Numero bracci
$A_{sw} =$	0.00000	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s

$s = 1.00$  m Passo Staffe

### Caratteristiche del Calcestruzzo

$f_{ck} =$	25	Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	2.56	Mpa	Resistenza media a Trazione del calcestruzzo $f_{ctk,0.05} =$
$f_{ctm} =$	2.56	Mpa	Resistenza media a Trazione del calcestruzzo $f_{ctk,0.05} =$
$f_{ctm} =$	2.56	Mpa	Resistenza media a Trazione del calcestruzzo $f_{ctk,0.05} =$
$\gamma_C =$	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
$f_{cd} =$	16.67	Mpa	Resistenza a Compressione di calcolo
$f_{ctd} =$	1.2	Mpa	Resistenza a Trazione di calcolo

### Caratteristiche dell'Acciaio

$f_{uk} =$	550	Mpa	Resistenza caratteristica di rottura
$f_{yk} =$	440	Mpa	Resistenza caratteristica di snervamento
$\gamma_s =$	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza sull'acciaio
$f_{yd} =$	382.61	Mpa	Resistenza di calcolo

### Sollecitazione di Progetto

$N =$	0	kN	Sforzo Normale di calcolo (Negativo di Compressione)
$M_{sdu} =$	0.0	kNm	Momento flettente di calcolo (Sempre Positivo)
$V_{sd} =$	16.2	kN	Taglio di calcolo (Sempre Positivo)
$e =$	Inf	m	Eccentricità

### Verifica per Elementi che non richiedono Armatura a Taglio

$d =$	0.25	m	Altezza Utile della sezione
$b_w =$	1.00	m	Larghezza della membratura resistente a taglio
$k =$	1.89		
$A_{sl} =$	0.00057	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata secondo normativa
$\rho_l =$	0.00		$A_{sl}/(b_w d)$
$N_{Ed} =$	0.0	kN	Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione (Positivo di Compressione)
$\sigma_{cp} =$	0.00	Mpa	$N_{Ed}/A_{id}$
$v_{min} =$	0.46	MPa	
$V_{Rd,c-min} =$	114.08	kN	Taglio ultimo – VERIFICA SODDISFATTA

## Verifica agli SLE

Si riportano le verifiche rispetto allo stato limite di fessurazione ed allo stato limite di limitazione delle tensioni.

Condizioni ambientali: Ordinarie (XC2)

Sensibilità delle armature alla corrosione: Armatura poco sensibile

### Stato limite di limitazione delle tensioni

Si verifica che la tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$  rispetti le seguenti limitazioni:

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente

Inoltre si verifica che la tensione massima dell'acciaio per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} < 0.80 f_{yk}$$

### Stato limite di fessurazione

Con riferimento alle condizioni sopra riportate si sono effettuate le seguenti verifiche:

- stato limite di apertura delle fessure con  $W_k < 0.4\text{mm}$  per combinazione frequente
- stato limite di apertura delle fessure con  $W_k < 0.3\text{mm}$  per combinazione quasi permanente

Si riportano le verifiche agli Stati Limite di Esercizio relative alla piastra di fondazione, effettuate con l'ausilio del software MidasGen.

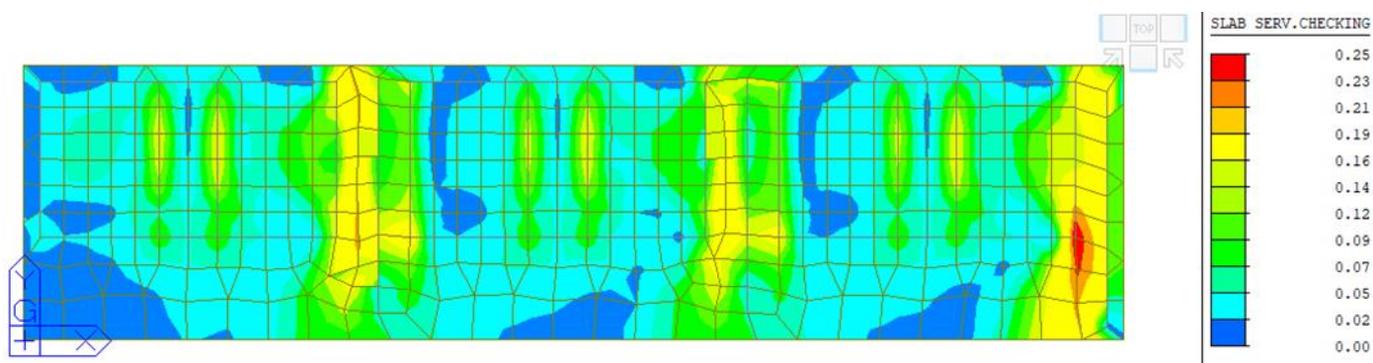


Figura 28 – Ratio – stress checking: concrete – direction 1

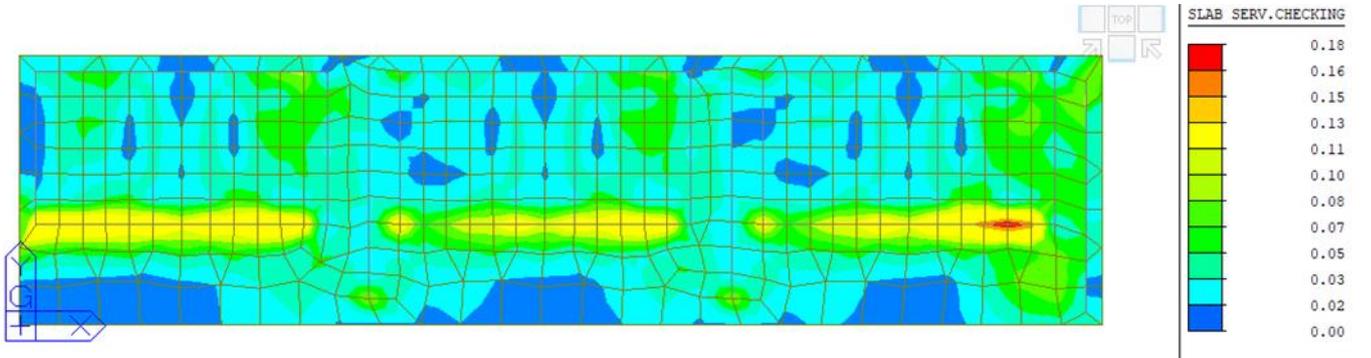


Figura 29 – Ratio – stress checking: concrete – direction 2

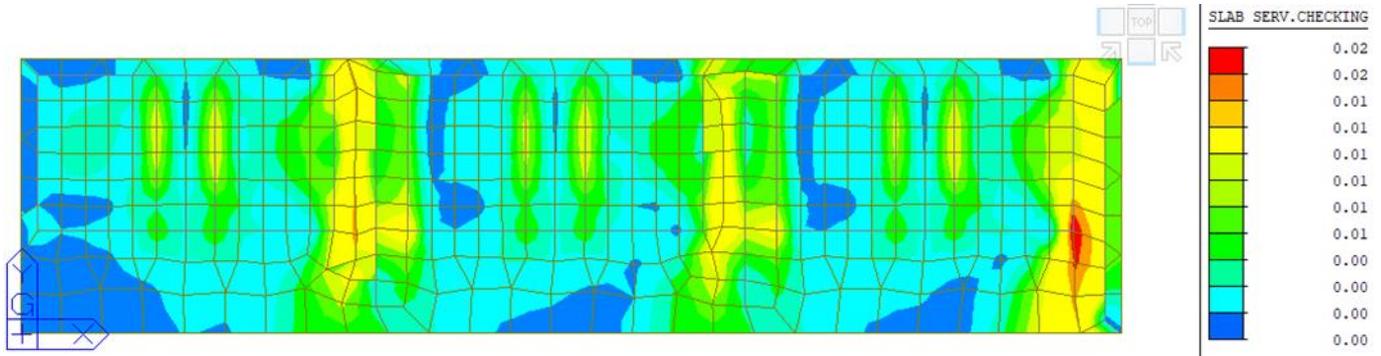


Figura 30 – Ratio – stress checking: reinforcement – direction 1

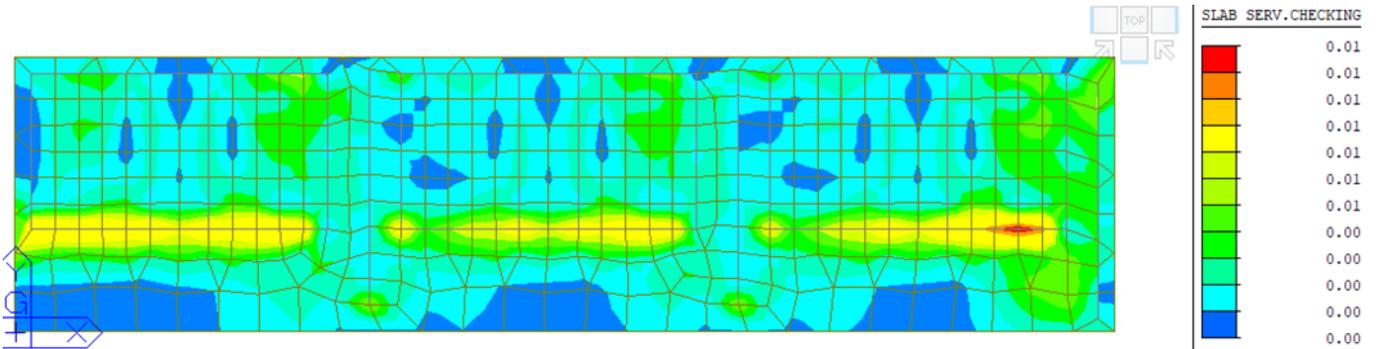


Figura 31 – Ratio – stress checking: reinforcement – direction 2

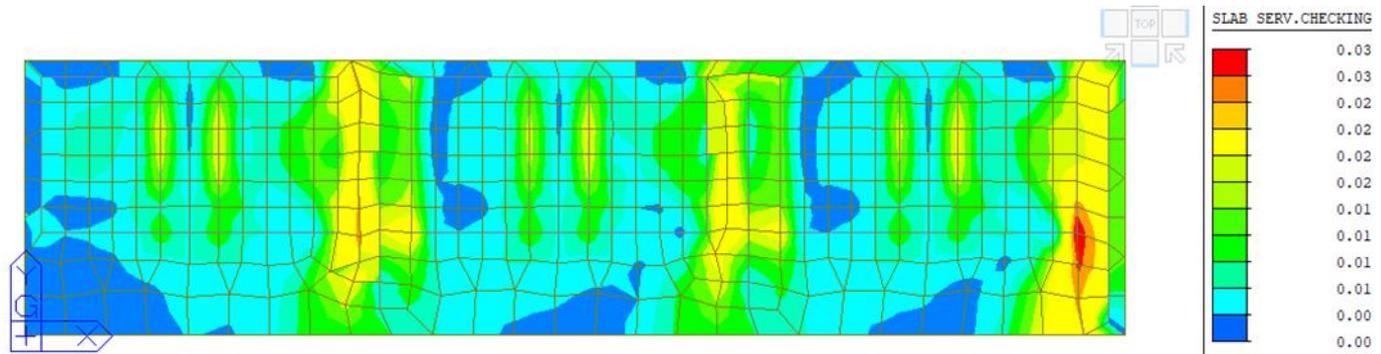


Figura 32 – crack Control – direction 1

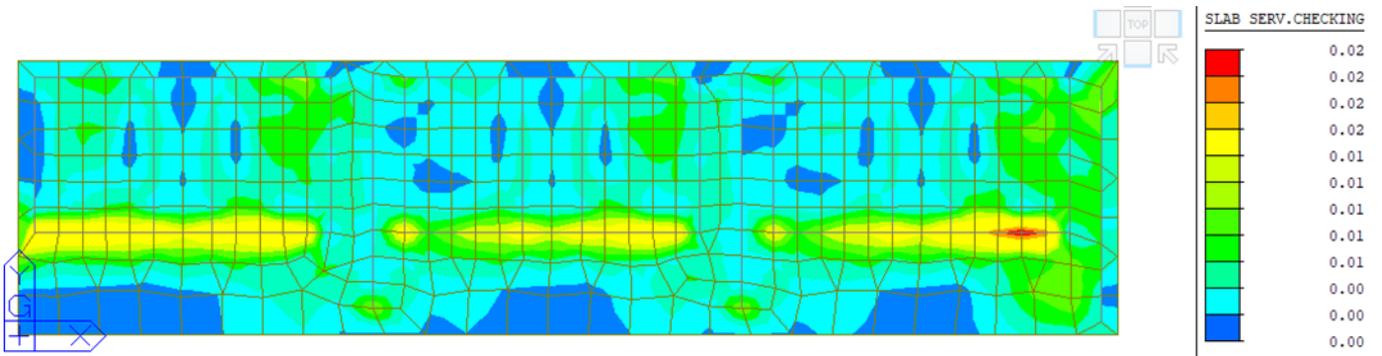


Figura 33 – crack Control – direction 2

### 8.7.2 Verifica setti e muri taglia fuoco

I setti ed i muri taglia fuoco sono stati modellati mediante elementi shell. Si riportano i rapporti domanda/capacità relativi alle verifiche tensionali effettuate.

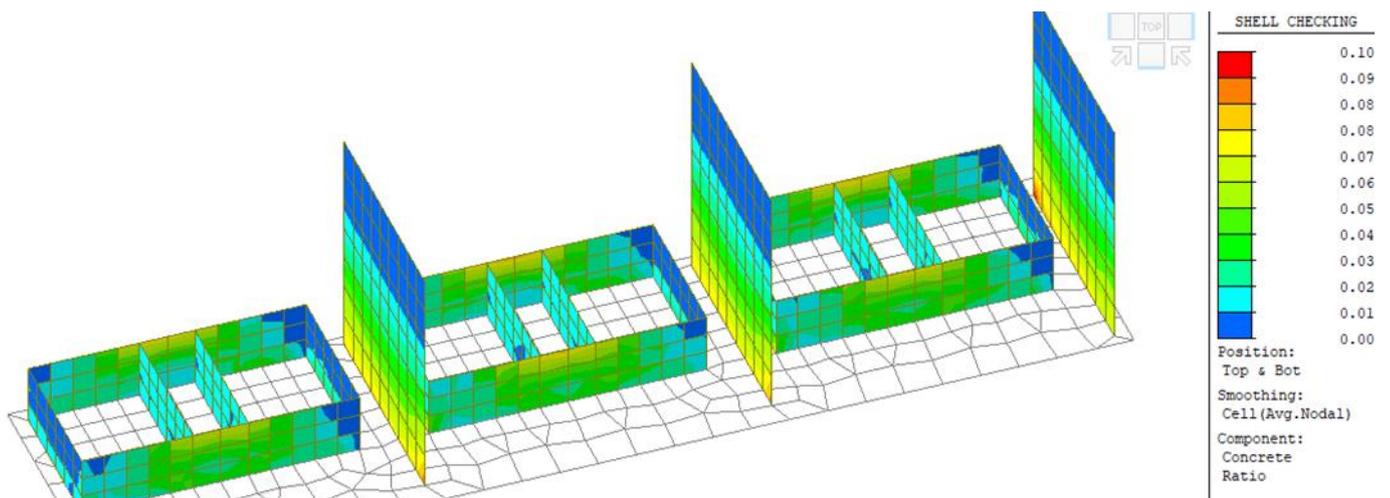


Figura 34 – Ratio - concrete

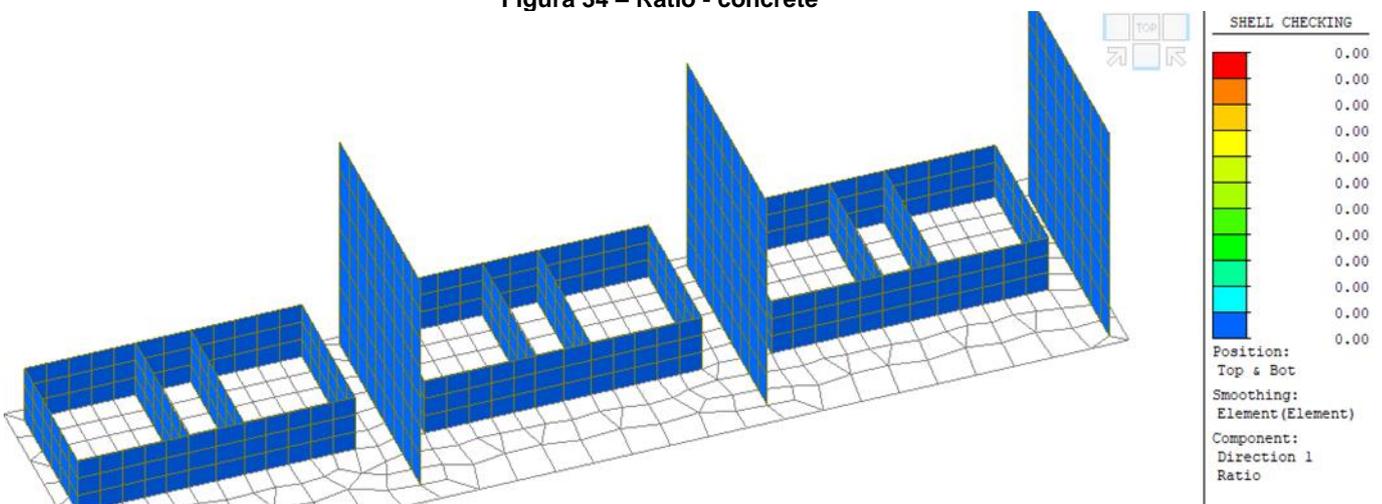


Figura 35 – Ratio - rebar

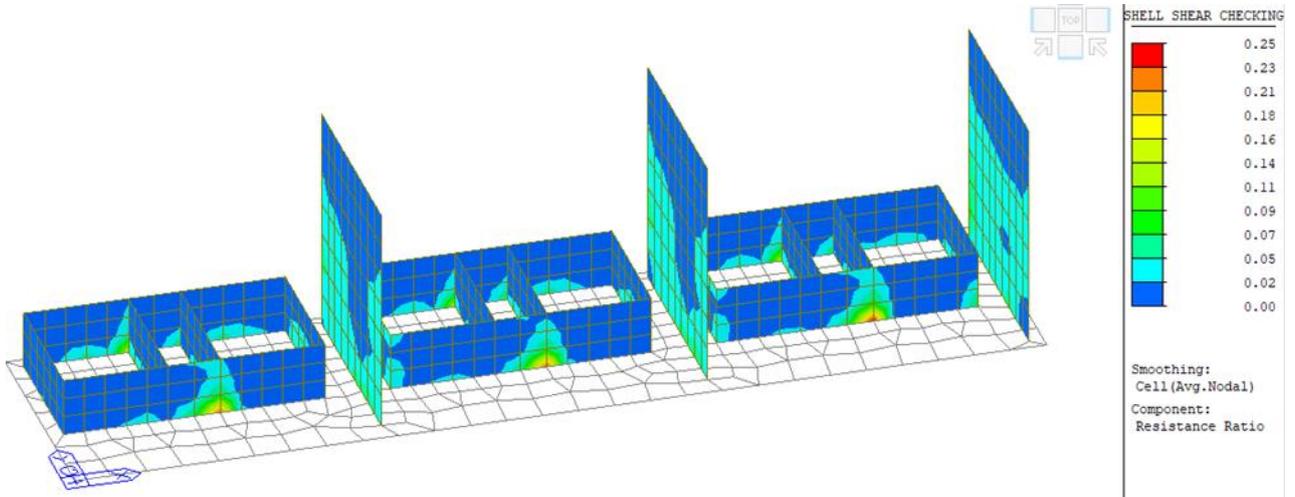
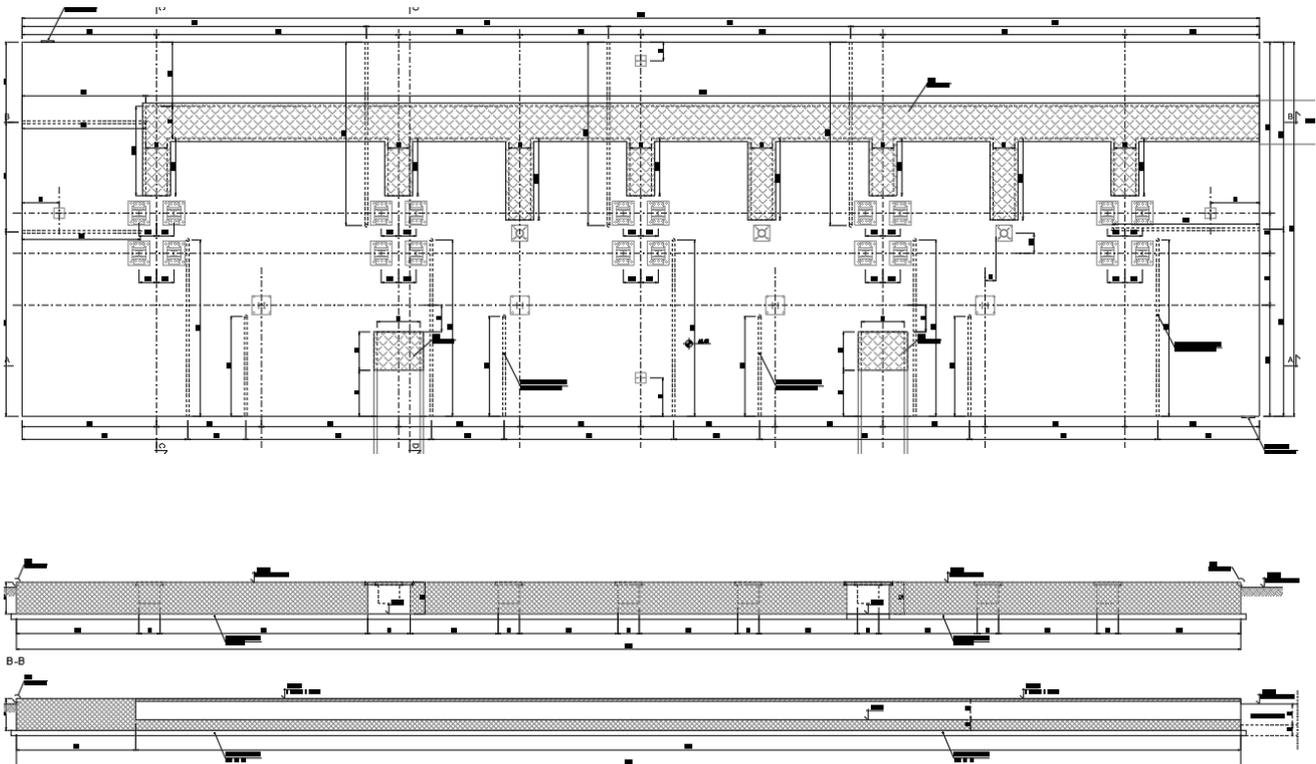


Figura 36 – Ratio – shell shear checking

## 6. BASAMENTO GIS

### 6.1. DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Il basamento Gis è costituito da una platea di dimensioni pari a 23m x 8.50m con spessore pari a 60 cm. All'interno di essa vi sarà un cunicolo, una zona ribassata con spessore pari a 20 cm, la cui chiusura verrà realizzata tramite una copertura in cls carrabile.



### 6.2. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Norme C.N.R.-U.N.I 10024/86: informazioni sul codice di calcolo.

Codice DOLMENWIN, versione 16, prodotto, distribuito e assistito dalla Soc. CDM DOLMEN, con sede in Torino, via Drovetti 9/F.

Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidità elastica.

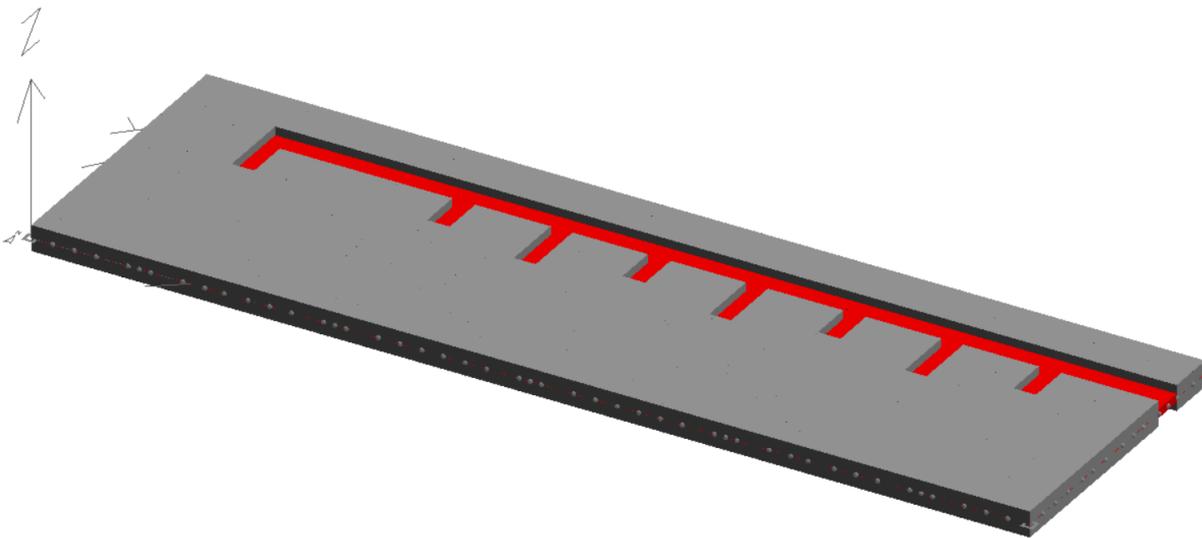
L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (HERCULES della Soc. SOCOTEC - Parigi). La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. È possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

### 6.3. MODELLAZIONE

Il modello della platea della seguente relazione è stato effettuato con elementi finiti bidimensionali (modello ad aste e gusci), ciascuno con la propria sezione reale.

Nell'appendice A sono riportati i dati della struttura.

#### MODELLO IN 3D CON GLI ELEMENTI ESTRUSI



## 6.4. ANALISI DEI CARICHI

### 6.4.1. Condizioni elementari di carico

Nella seguente tabella si riportano le condizioni di carico analizzate nel modello F.E.M.

Schede condizioni

Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced		
<input type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	670	Peso proprio	Permanente		
<input checked="" type="radio"/> 002)	Permanente_____	1	47	Permanente	Permanente		
<input type="radio"/> 003)	variazioni_termiche_	1	670	Variazioni Termiche	Altro ...		

### 6.4.2. Combinazioni di carico

Si assumono le combinazioni di carico secondo quanto previsto dal D.M. 16/01/1996 e successive Circolari e per quanto riguarda la classificazione della zona sismica si fa riferimento all' OPCM 3274 del 20/03/2003.

Si riportano alcuni stralci normativi.

#### **Combinazioni di carico a SLU:**

##### **C.3.1. TIPI DI AZIONI**

Per la determinazione delle sollecitazioni  $S^{(nota\ 1)}$  nei vari stati limite, si deve tener conto delle seguenti azioni  $F^{(nota\ 2)}$ :

- le azioni dirette (forze): carichi permanenti (peso proprio ed altri carichi fissi) e carichi variabili (carichi di servizio, neve, vento, sisma, spinta delle terre, forze dinamiche, etc.);
- le azioni indirette (deformazioni impresse) variazioni termiche, ritiro pre-tensione. spostamenti di vincoli, difetti di montaggio, etc.;
- le azioni di carattere chimico fisico dovute a: agenti aggressivi, umidità, gelo, materiali nocivi, etc.;

In particolare nella determinazione delle sollecitazioni  $S$  si dovrà tener conto degli effetti dovuti ad eccentricità non voluta, per imperfezioni geometriche. di carico, etc.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-CL-OC00-00-028-A00.DOC

### C.3.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Indipendentemente dal metodo di verifica adottato, le azioni debbono essere cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

#### C.3.2.1. STATI LIMITE ULTIMI

Le formule di combinazione qui indicate hanno carattere orientativo e possono applicarsi a costruzioni civili o industriali di tipo corrente per le quali non esistono regolamentazioni specifiche.

Si adotteranno le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_q (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

dove i segni + e  $\sum$  significano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi ed il coefficiente  $\gamma_q$  (pari a 1,5 oppure a 0) va applicato a ciascun carico  $Q_{ik}$  con il valore appropriato.

Si assumono i coefficienti  $\gamma_f$ :

$\gamma_g = 1,4$  (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p = 0,9$  (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

$\gamma_q = 1,5$  (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ed essendo:

$G_k$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{1k}$  il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

$Q_{ik}$  i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\Psi_{0i}$  coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; in assenza di queste si assume  $\Psi_{0i}$ , non inferiore a 0,7 per i carichi variabili di esercizio nei fabbricati per abitazione e uffici e/o non inferiori a 0,7 per neve e vento.

Qualora le deformazioni impresse esercitino una azione significativa sullo stato limite ultimo considerato se ne terrà conto applicando loro un coefficiente pari a 1,2.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

Nella espressione di  $F_d$  ciascuna azione variabile deve essere di volta in volta assunta come azione di base della combinazione.

### **Combinazioni di carico sismiche:**

#### B.8.2. Verifica agli stati limite ultimi di resistenza.

Le sollecitazioni, per la verifica allo stato limite ultimo, devono essere valutate con la formula di combinazione:

$$\alpha_p \pm \gamma_E \alpha_s,$$

in cui  $\alpha_s$  sono le sollecitazioni dovute al sisma convenzionale,  $\gamma_E$  è pari a 1,5, mentre  $\alpha_p$  si valuta con riferimento alla seguente combinazione, espressa in forma convenzionale:

$$\alpha_p = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[ Q_{jk} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

$G_k$  = il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  = il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{jk}$  = il valore caratteristico del sovraccarico variabile di base;

$Q_{ik}$  = i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_g$  = 1,4 (oppure 1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p$  = 1,2 (oppure 0,9 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_q$  = 1,5 (oppure 0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\psi_{0i}$  = coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo, da assumere pari a 0,7 per i carichi variabili di esercizio nei fabbricati per abitazione e uffici e per le azioni da neve, pari a 0 per le azioni da vento.

## Combinazioni di carico a SLE:

### C.3.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le formule di combinazione qui indicate hanno carattere orientativo e possono applicarsi a costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche. Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

$$\text{rare: } F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

$$\text{frequenti: } F_d = G_k + P_k + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{2i} Q_{ik})$$

$$\text{quasi permanenti: } F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

essendo:

$\Psi_{1i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\Psi_{2i}$ : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti  $\Psi_{0i}$ ,  $\Psi_{1i}$ ,  $\Psi_{2i}$  i valori minimi seguenti:

Azione	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Carichi variabili nei fabbricati per abitazione	0,7	0,5	0,2
Uffici e negozi	0,7	0,6	0,3
Autorimesse	0,7	0,7	0,6
Vento e neve	0,7	0,2	0

Di seguito si riporta la tabella con tutte le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche dell'edificio.

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom
1	SLU SENZA SISMA	SLU	somma	2	Permanente_____	1.500	+	
				3	variazioni_termiche_	1.500		
				1	Peso_proprio_____	1.400		
2	Rara	RARA	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	
				2	Permanente_____	1.000		
				3	variazioni_termiche_	1.000		
3	Frequente	FREQ	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	
				2	Permanente_____	1.000		
				3	variazioni_termiche_	.500		
4	Quasi Perm	QPERM	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	
				2	Permanente_____	1.000		

### 6.4.3. Definizione dei carichi

Di seguito vengono definiti tutti i carichi riportati al paragrafo precedente.

- **“peso proprio”**

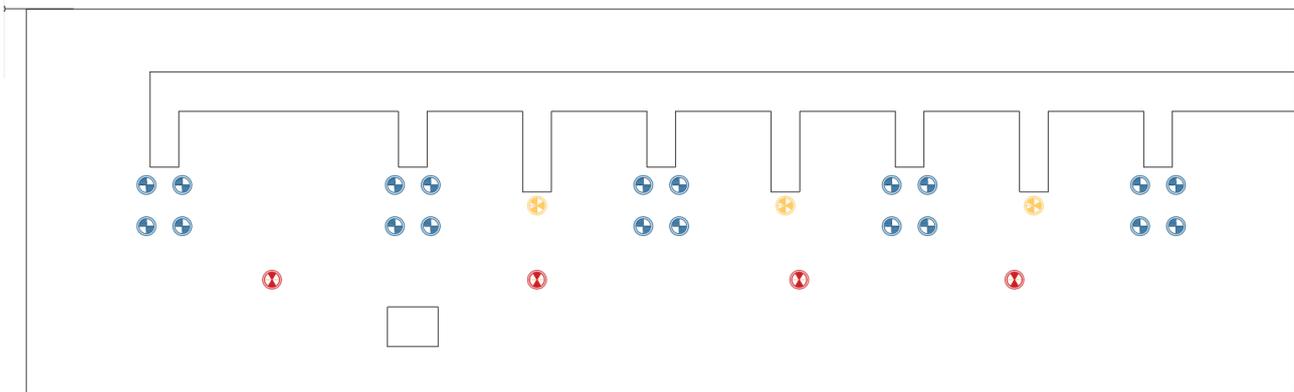
Il peso proprio degli elementi in elevazione si è ricavato direttamente dal programma di calcolo utilizzando un valore di peso specifico del cemento armato pari a:

$$g = 25 \text{ kN/m}^3.$$

- **“permanenti”**

I carichi permanenti dai macchinari sono stati ricavati dall'elaborato redatto da Saturno Sp.A.

IG51-03-E-CV-2LSE03-00-K14-A, e sono:



#### VALORI DEI CARICHI VERTICALI

##### TRASMESSI DAI TELAI SULLE FONDAZIONI

	CARICO DINAMICO: 2000 N Lungo Asse "YQ" CARICO STATICO: 14000 N Verticale
	CARICO DINAMICO: / Lungo Asse "YQ" CARICO STATICO: 14000 N Verticale
	CARICO DINAMICO: / Lungo Asse "YQ" CARICO STATICO: 5000 N Verticale

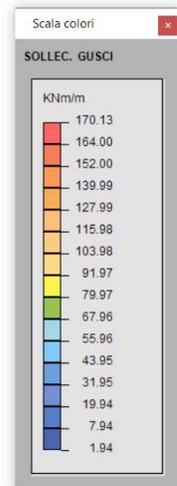
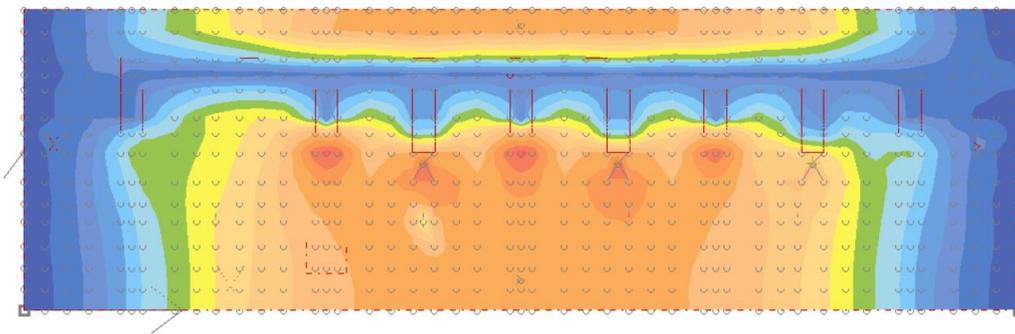
- **“variazioni termiche”**

Per tali azioni si è considerata una variazione termica lineare congruente con quanto indicato al paragrafo 8 del DM96.

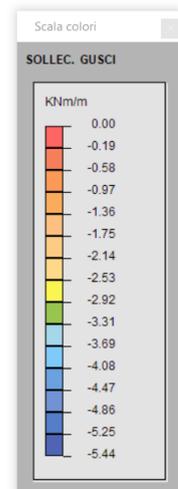
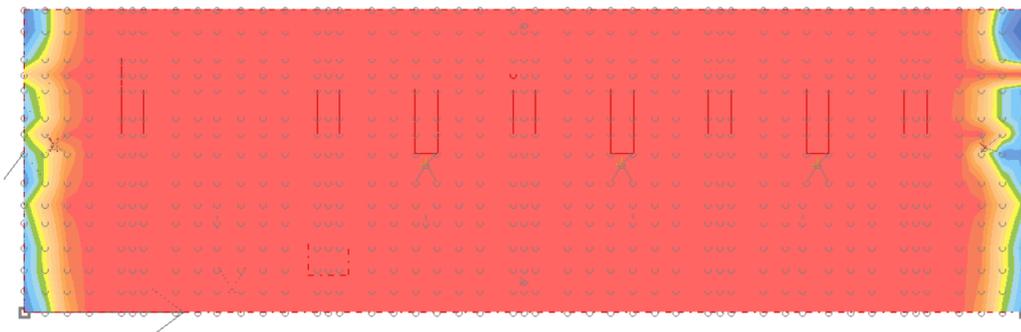
## 6.5. Verifiche SLU

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sulla platea

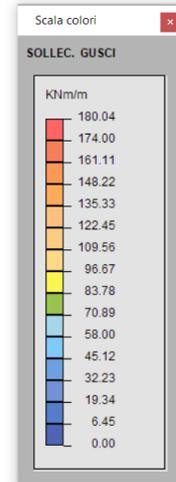
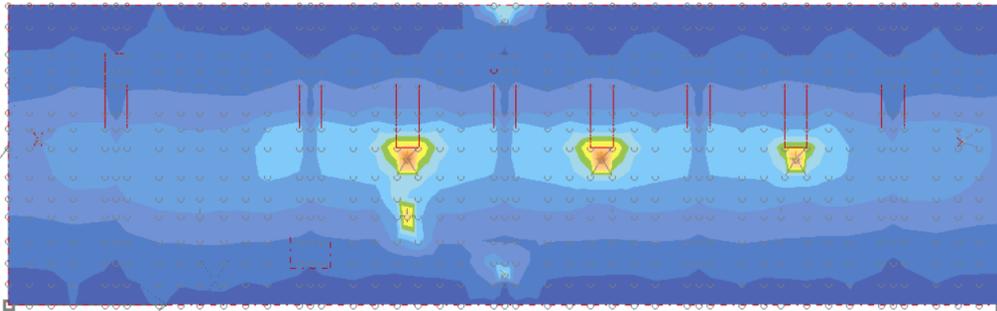
Mxx inferiore



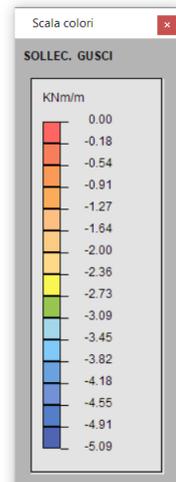
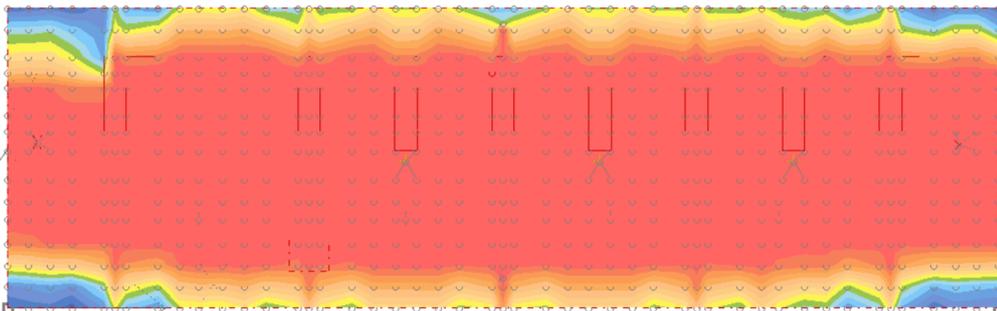
Mxx sup



Myy inferiore



Myy superiore



Sotto si riporta la verifica della sezione di 1 metro di soletta condotta con l'ausilio del codice di calcolo Gelfi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

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

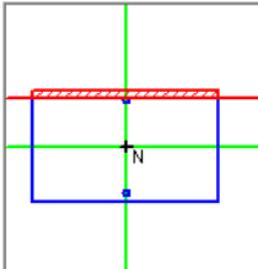
Titolo:

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	55

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



Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε <sub>c2</sub>	<input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub>	<input type="text" value="391.3"/> N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E <sub>s</sub>	<input type="text" value="200 000"/> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="14.17"/> ‰
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	<input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε <sub>syd</sub>	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub>	<input type="text" value="9.75"/>
σ <sub>s,adm</sub>	<input type="text" value="255"/> N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	<input type="text" value="0.6"/>
		τ <sub>c1</sub>	<input type="text" value="1.829"/>

### Verifica a fessurazione

Le combinazioni di esercizio utilizzate per il calcolo dei momenti sollecitanti sono:

Q.P. = permanente + 0.3 variabili

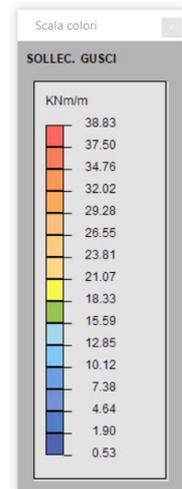
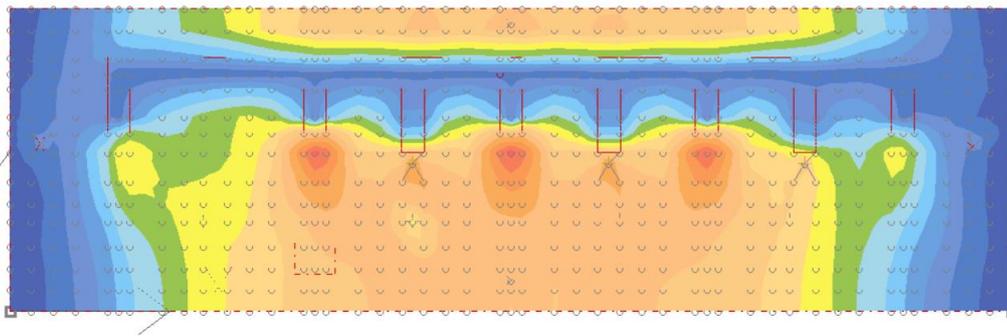
Freq. = permanente + 0.6 variabili

Rara = permanente + variabili

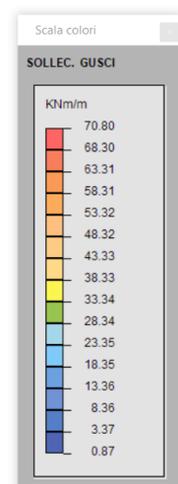
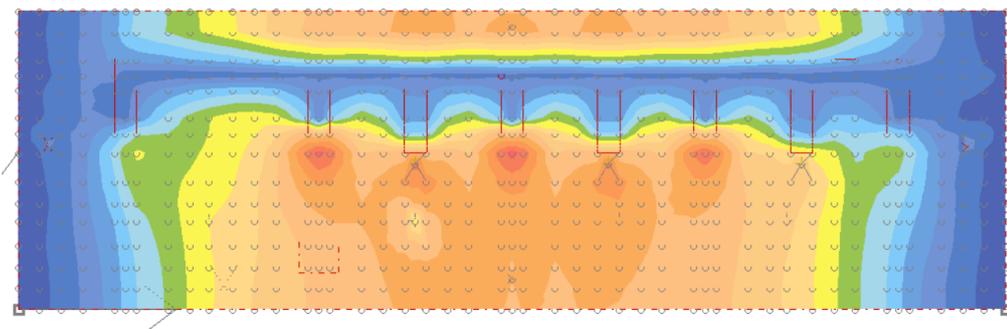
Di seguito si riportano le verifiche a fessurazione secondo il DM 96

Si riportano i momenti lungo y che risultano dimensionanti nelle 3 condizioni

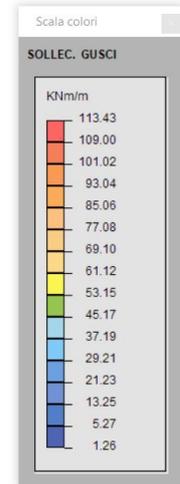
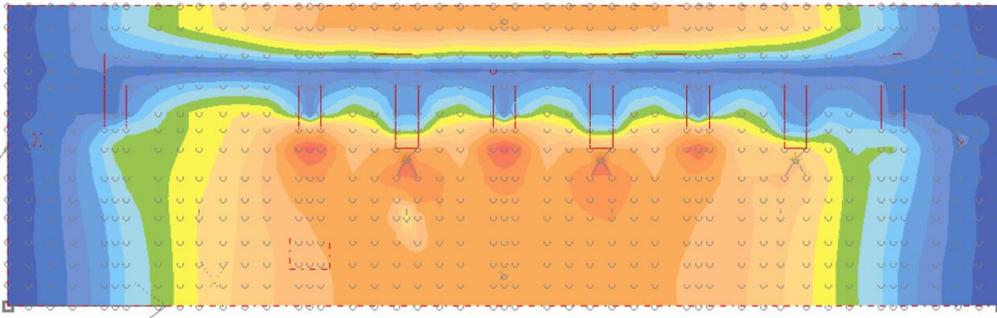
Quasi permanente



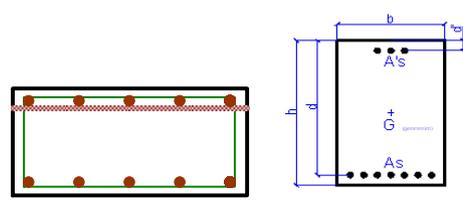
Frequente



Rara



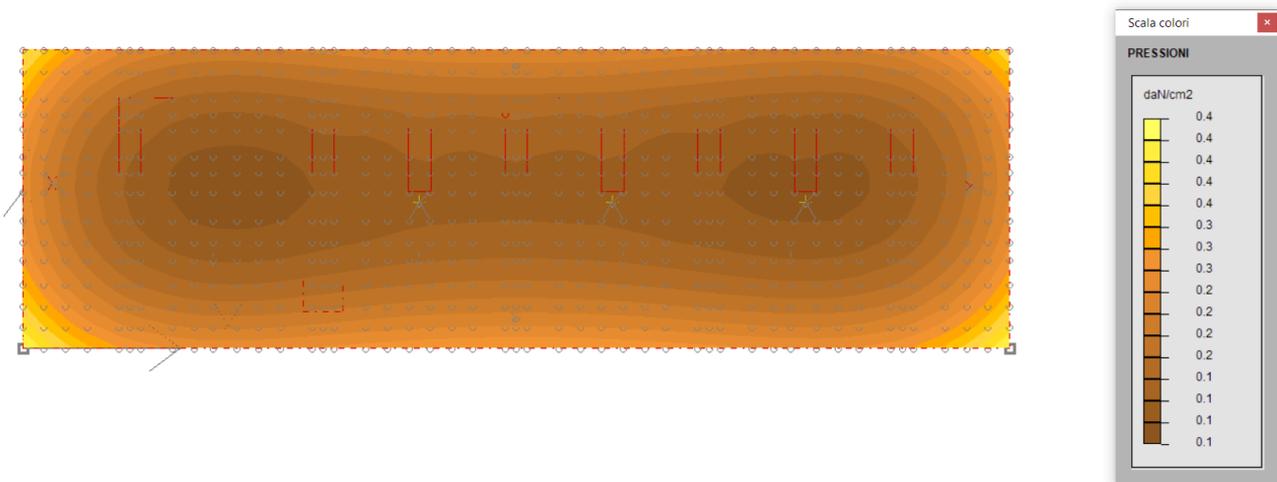
**Verifica a fessurazione della sezione relativa ad 1 m di soletta**

Geometria della sezione		Armatura TESA		
Altezza geometrica della sezione	H =	60	N° ferri	5
Base della sezione (zona tesa)	B =	100	D [mm]	16
Base della sezione (zona compressa)	B' =	100	Area	10.05 [cm <sup>2</sup> ]
Copriferro (centro barra)	d' =	5		0.00 [cm <sup>2</sup> ]
Altezza utile della sezione	d =	55		0.00 [cm <sup>2</sup> ]
			<b>5</b>	<b>10.05</b> [cm <sup>2</sup> ]
MATERIALE CLS - RCK		Armatura COMPRESSA		
<b>C25/30</b>	<b>30</b>	N° ferri	D [mm]	Area
<b>FeB44k</b>	<b>430</b>	5	16	10.05 [cm <sup>2</sup> ]
<b>FeB44k</b>	<b>374</b>			0.00 [cm <sup>2</sup> ]
				0.00 [cm <sup>2</sup> ]
		<b>5</b>		<b>10.05</b> [cm <sup>2</sup> ]
Aggressività ambiente		SOLLECITAZIONI		
<b>MEDIO</b>	<b>2</b>	QP	M =	38.83 kN
ARMATURA k2, β1		FREQ.	M =	70.8 kN
<b>ADERENZA MIGLIORATA</b>	<b>0.4</b>	RARA	M =	113.43 kN
<b>ADERENZA MIGLIORATA</b>	<b>1</b>	<b>SEZIONE</b>		
<b>POCO SENSIBILE</b>	<b>1</b>			
FORMA DEL DIAGRAMMA DELLE TENSIONI k3				
<b>FLESSIONE</b>	<b>0.125</b>			
DURATA DELLE AZIONI β2				
<b>LUNGA DURATA</b>	<b>0.5</b>			
MESSAGGI				
<b>SEZIONE VERIFICATA</b>				
<b>COND. Q.P VERIFICATA</b>	<b>COND. FREQ. VERIFICATA</b>	<b>COND. RARA VERIFICATA</b>		

## 6.6. Verifiche geotecniche

Si riporta nel seguente diagramma l'involuppo dei valori massimi di pressione sul terreno per il basamento di fondazione calcolati con l'involuppo delle combinazioni RARA,

### RARA



Di seguito si riporta la pressione massima di calcolo.

$$Q_{\max} = 0.4 \text{ DaN/cm}^2$$