

AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO  
 UFFICIO OPERATIVO DI TORINO

# LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA IDRAULICA DEL TORRENTE MAIRA IN COMUNE DI RACCONIGI (CN) (CN-E-1183)



FOTO P. TUNINETTI

**PROGETTO**

<input type="checkbox"/>	PRELIMINARE
<input type="checkbox"/>	DEFINITIVO
<input checked="" type="checkbox"/>	ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

**RELAZIONE STRUTTURALE**

N° ELABORATO

**F**

SCALA

IL PROGETTISTA

Ing. Riccardo Telò



**Studio Telò** srl  
 Dott. Ing. Riccardo Telò  
 Studio di Ingegneria  
 Idraulico Ambientale

Largo 24 Agosto 1942, 33/A - 43126 - Parma (PR)  
 Tel. & Fax 0521-292795 - studiotelo@studiotelo.it

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianluca Zanichelli

AGGIORNAMENTI:

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLL.	APPROV.
0	Luglio 2015	EMISSIONE	Ing. Romano	Ing. Telò	Ing. Telò
1	Ottobre 2015	REVISIONE		Ing. Telò	Ing. Telò

## INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....	3
3	DESCRIZIONE DELLA CHIAVICA .....	5
4	MATERIALI.....	7
5	MODELLAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA .....	10
5.1	SOFTWARE: GENERALITA' E AFFIDABILITA' .....	10
5.2	MODELLAZIONE GEOMETRICA.....	12
5.3	ANALISI DEI CARICHI.....	14
5.3.1	Peso.....	14
5.3.2	Carichi permanenti .....	14
5.3.3	Azione sismica.....	16
5.3.3.1	VALUTAZIONE DELLO SPETTRO DI RISPOSTA .....	17
5.3.3.2	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA.....	19
5.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	22
6	RISULTATI .....	23
7	ARMATURE .....	27
8	MODELLAZIONE DELLA FONDAZIONE .....	30
8.1	MODELLAZIONE GEOMETRICA.....	30
8.2	ANALISI DEI CARICHI.....	31
8.3	RISULTATI E ARMATURE .....	34
9	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	35
9.1	VERIFICA CAPACITA' PORTANTE .....	35
9.2	CALCOLO CEDIMENTO EDOMETRICO .....	36
10	ANALISI STUTTURALE MURO DI difesa spondale .....	39
10.1	RISULTATI DELLE VERIFICHE .....	40
11	CONCLUSIONI.....	41

## 1 PREMESSA

---

La presente relazione strutturale, parte integrante del progetto relativo ai “*Lavori di completamento delle opere di difesa idraulica del torrente Maira in comune di Racconigi (CN)*”, descrive le opere in c.a. previste per la realizzazione della **struttura chiavicale** di sponda destra e del **muro di difesa spondale** di sponda sinistra, ai sensi del D.M.14/1/2008.

L'analisi si riassume nei seguenti passaggi:

1. Descrizione delle **strutture**, geometria, vincoli e materiali;
2. Descrizione del **procedimento di risoluzione**;
3. Presentazione e discussione dei **risultati**;
4. Definizione delle **armature**.

In particolare, la struttura chiavicale è composta da platea di fondazione e sovrastruttura; per quanto riguarda la sovrastruttura, le analisi e le verifiche sono svolte con il supporto del codice di calcolo elettronico agli elementi finiti PRO SAP e il paragrafo che le descrive è redatto secondo le prescrizioni contenute nel D.M. 2008, par. 10 “Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo”; secondo tali prescrizioni è necessario valutare l'accettabilità dei risultati delle elaborazioni del codice di calcolo, attraverso un giudizio motivato dal confronto del comportamento strutturale del modello con quello descritto da metodi tradizionali di analisi, e dell'affidabilità del programma di calcolo, giustificata da esempi di elaborazioni; per quanto riguarda la fondazione si esegue la verifica della capacità portante e il calcolo del cedimento edometrico, con metodologie tradizionali della geotecnica.

Infine le analisi strutturali del muro di difesa spondale sono svolte con i metodi tradizionali della scienza delle costruzioni.

## 2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

In questo paragrafo si elencano i riferimenti normativi in materia, italiani e comunitari.

- D.Min.Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.Min.Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.M.LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- 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>>".
- D.M.LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare 4/07/96, 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. 16/01/96.
- Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
- D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- 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".
- D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
- UNI 9502 -Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri. 3274 del 20 marzo 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" e successive modificazioni e integrazioni.
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali -Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
- UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1:



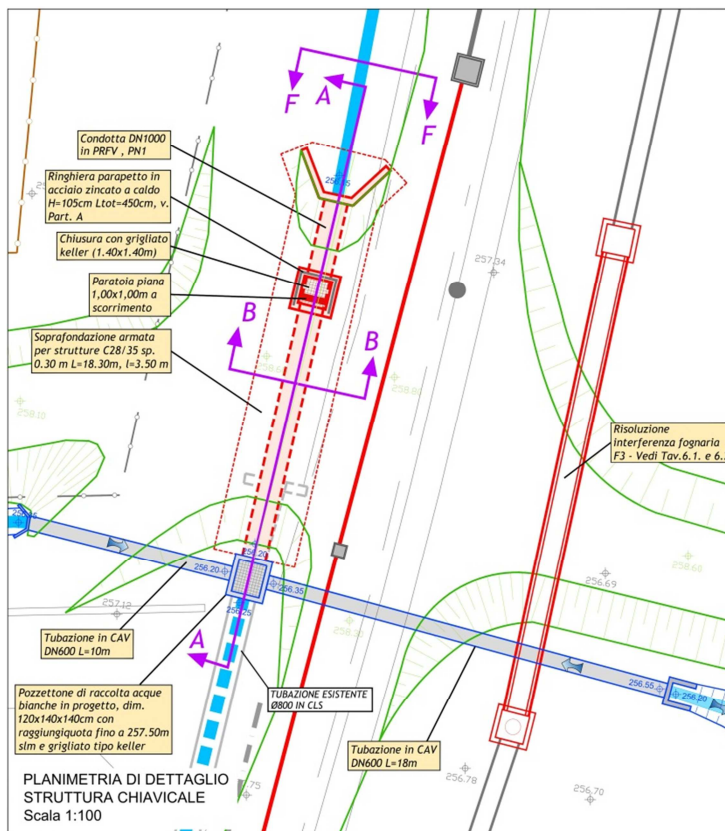
Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.

- UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
- UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

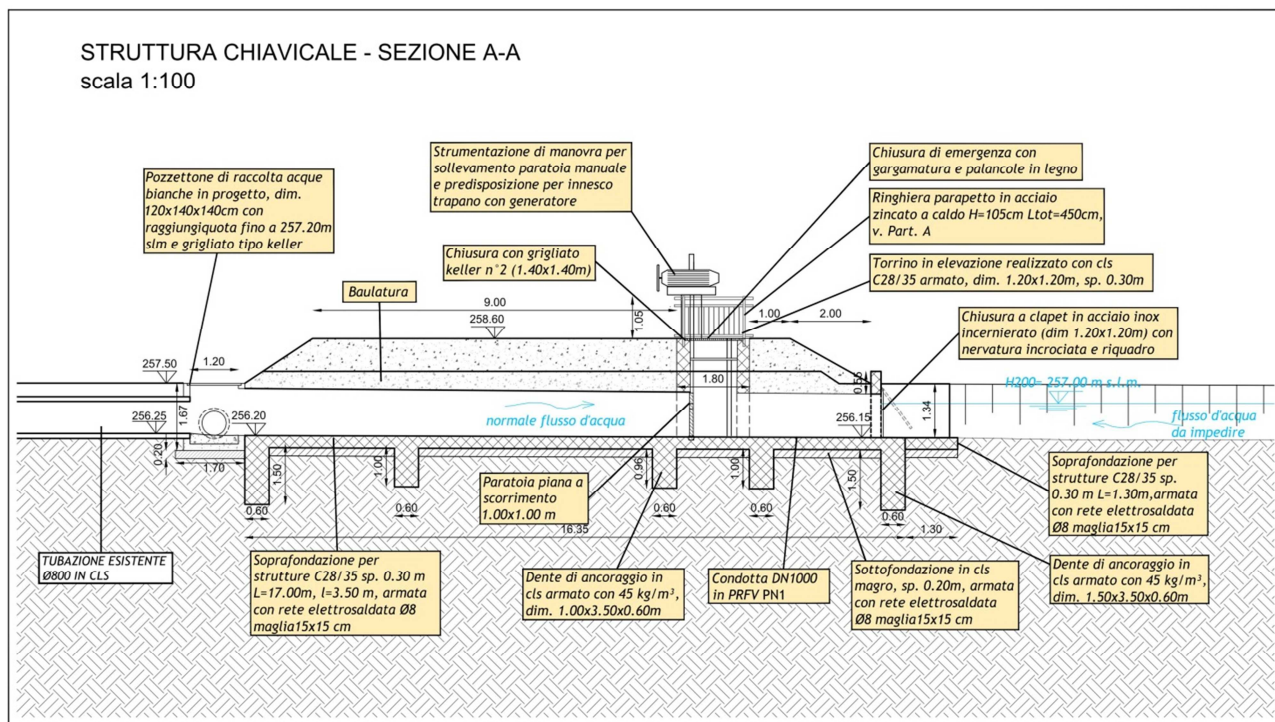
In particolare, in questa analisi si fa riferimento al **D.M. 14.1.2008** e successiva **Circolare 2.2.2009**.

### 3 DESCRIZIONE DELLA CHIAVICA

La chiavica è realizzata in c.a. e convoglia le acque mediante una tubazione DN1000 che attraversa l'argine (v. Figura 3-1).



paratoia regolabile attraverso una strumentazione di manovra; a completare la struttura ci sono 2 ali di in cls armato.



**FIGURA 3-2 SEZIONE LONGITUDINALE DELLA STRUTTURA**

Il software di calcolo, una volta assegnate le dimensioni geometriche, i carichi, i vincoli e i materiali del modello della struttura, permette la risoluzione delle verifiche strutturali, determinando pertanto le reazioni vincolari, le azioni interne, lo stato tensionale, le deformate e gli spostamenti. Il modello, tuttavia, non coincide con la realtà, ma è una sua rappresentazione, pertanto è caratterizzato da schemi semplificati in funzione dello scopo dell'analisi condotta.

## 4 MATERIALI

In questo paragrafo sono riportati i materiali che caratterizzano la struttura.

La fondazione e la sovrastruttura sono progettate in c.a.; il **calcestruzzo è C28/35** ed ha le seguenti caratteristiche fisiche e di resistenza:

- $\gamma = 2500 \frac{daN}{m^3}$
- $f_{ck} = 28 MPa$
- $f_{ctd} = 1.29 MPa$
- $f_{cfd} = 1.55 MPa$
- $f_{cd} = 15.87 MPa$
- $E_{cm} = 32300 MPa$
- *Classe di consistenza: S3 semifluida*
- *Classi di esposizione: X2C*
- *Dimensioni massime nominali aggregati < 18 mm*
- *Copriferro per fondazione e muri = 4 cm*

Il comportamento tenso-deformativo del materiale è descritto dal modello parabola-rettangolo, nel quale l'ordinata massima vale  $f_{cd}$  e le deformazioni, per cls di classi di resistenza inferiori a C 50/60, valgono 0.02 e 0.035 (come indicato in Figura 4-1).

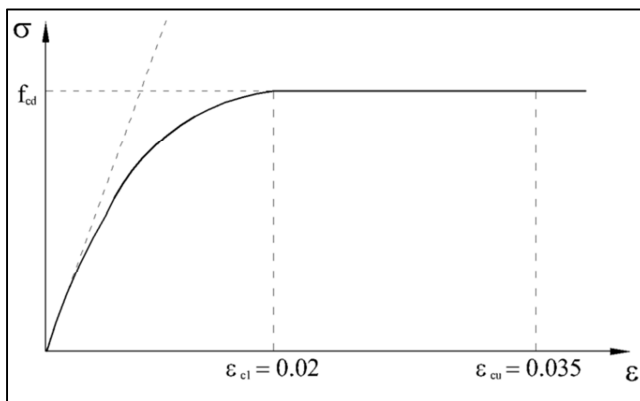
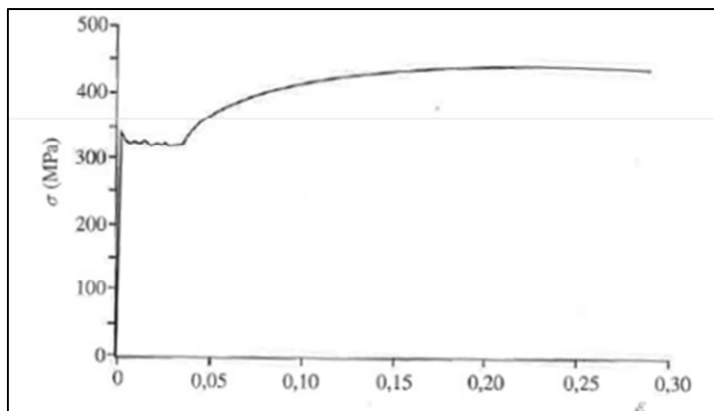


FIGURA 4-1 LEGAME COSTITUTIVO CLS

Il ferro per c.a. è **B450C** ed ha le seguenti caratteristiche:

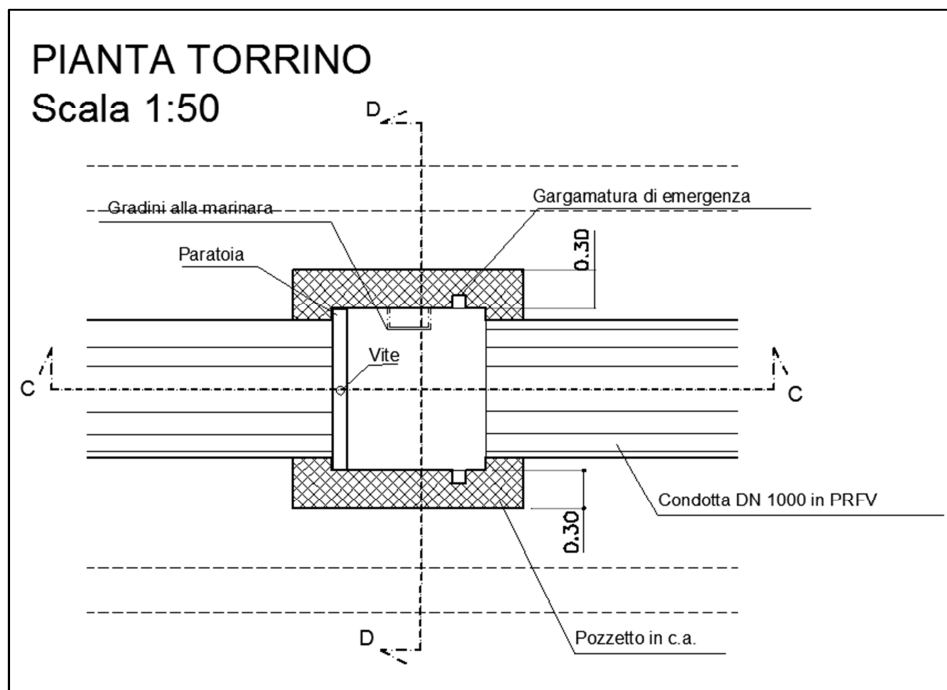
- $\gamma = 7651.8 \frac{daN}{m^3}$
- $\sigma = 2550.6 \frac{daN}{cm^2}$
- $f_{yk} = 4414.5 \frac{daN}{cm^2}$
- $f_{yd} = 3838.7 \frac{daN}{cm^2}$

Il comportamento meccanico è descritto dal modello elastico lineare fino allo snervamento, seguito poi dalla fase plastica (v. Figura 4-2).



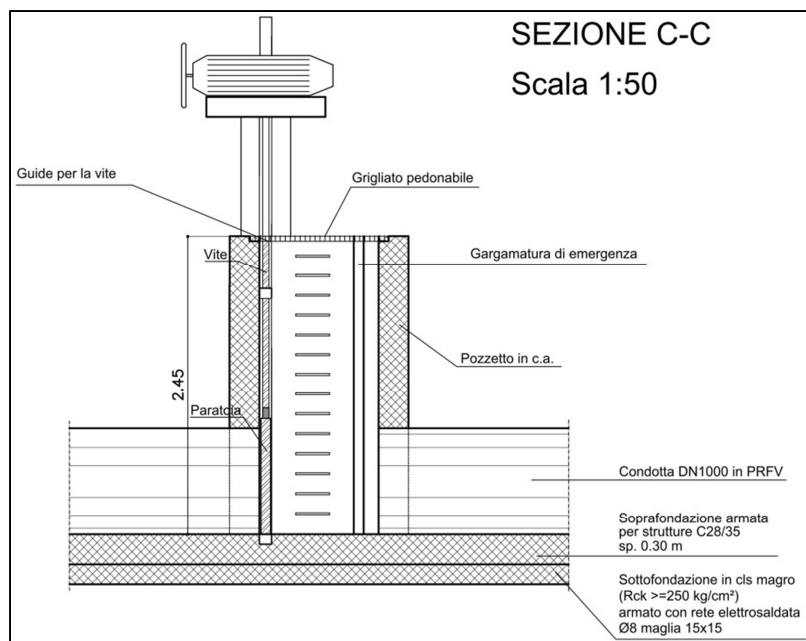
**FIGURA 4-2 LEGAME COSTITUTIVO GENERICO DELL'ACCIAIO**

Lo stesso calcestruzzo è utilizzato anche per la baulatura della tubazione, che è un tombino circolare in PRFV DN1000mm. I particolari della struttura con descrizione dei materiali sono riportati nelle figure seguenti.

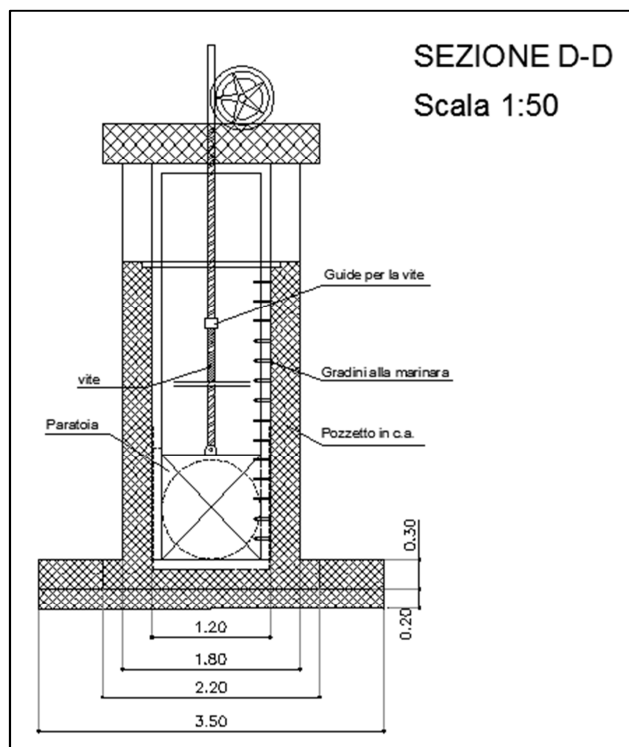


**FIGURA 4-3PIANTA**





**FIGURA 4-4 SEZIONE C-C**



**FIGURA 4-5 SEZIONE D-D**

## 5 MODELLAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA

In questo paragrafo, si analizza la sovrastruttura e la porzione di fondazione ad essa relativa.

La sovrastruttura è della tipologia “parete”; pertanto, gli elementi finiti che con cui è modellata sono di tipo SHELL (piastre) rettangolari; la mesh definita da tali elementi è regolare e la dimensione delle maglie è opportunamente scelta in funzione delle dimensioni della struttura, con un numero di nodi idoneo ad ottenere informazioni significative per il dimensionamento delle armature.

### 5.1 SOFTWARE: GENERALITA' E AFFIDABILITA'

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato riportando titolo, produttore e distributore, versione ed estremi della licenza d'uso:

Titolo: **PRO\_SAP PROfessional Structural Analysis Program**

Versione: **LT (build 2012-01-157)**

Produttore-Distributore: **2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara**

Codice Licenza: **Licenza dsi4073**

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale è effettuata con il metodo degli elementi finiti. Tale metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di nodi.

Il metodo degli spostamenti analizzato con elementi finiti si può riassumere nel seguente modo: le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$K u = F$$

dove:

$K$  = matrice di rigidezza

$u$  = vettore spostamenti nodali

$F$  = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite ad una terna locale destrorsa rappresentata, rispettivamente per elementi orizzontali e verticali. (v. Figura 5-1 e Figura 5-2).

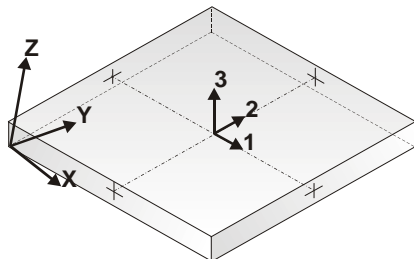


FIGURA 5-1

**ORIENTAMENTO ELEMENTI D3 ORIZZONTALI**

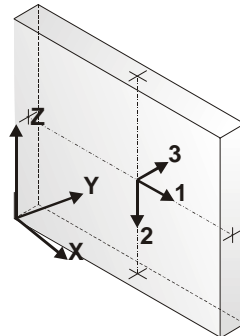


FIGURA 5-2

**ORIENTAMENTO ELEMENTI D3 VERTICALI**

Le caratteristiche del codice di calcolo adottato sono conformi alle prescrizioni del paragrafo 10.2 delle NTC-08 "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo"; infatti, un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Inoltre, Il programma prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di eventuali errori di modellazione. **Si può pertanto ritenere che l'elaborazione è corretta e completa**; i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo dimensionamento della struttura. Infine, sulla base delle considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

## 5.2 MODELLAZIONE GEOMETRICA

La modellazione geometrica consiste nelle seguenti operazioni:

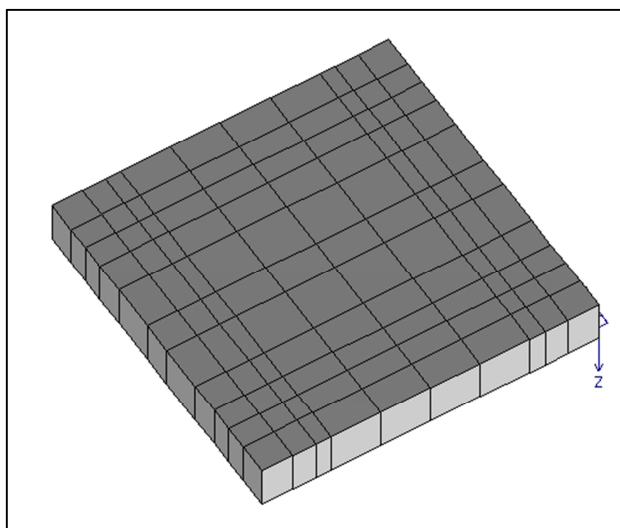
1. Definizione e assegnazione dei **materiali**;
2. Definizione degli **spessori**;
3. Disegno degli **elementi finiti**;
4. Assegnazione **vincoli**.

Gli elementi finiti scelti per la modellazione della struttura sono di tipo SHELL, elementi strutturali bidimensionali soggetti all'azione flessionale, tagliante e assiale (Piastre); tali elementi compongono una mesh (rete) le cui maglie sono dimensionate in funzione della geometria della sovrastruttura; la definizione di tale mesh, in particolare per la fondazione, è un'operazione preliminare importante; affinché il metodo degli spostamenti applicato a tali elementi non sia affetto da errori di elaborazione, è opportuno che gli elementi abbiano le seguenti caratteristiche:

- Forma regolare;
- Dimensioni, per quanto possibile, simili;
- Nessuna sovrapposizione;
- Raccordi esclusivamente in corrispondenza dei nodi;
- Angoli degli elementi non piccoli;
- Nessuna distorsione.

Per quanto riguarda la fondazione, il materiale assegnato è cls **C28/35** e lo spessore **30 cm**.

In Figura 5-3 è rappresentato il modello tridimensionale della fondazione.



**FIGURA 5-3 VISTA ASSONOMETRICA TRIDIMENSIONALE DEL MODELLO DELLA FONDAZIONE**

La sovrastruttura, come la fondazione, è caratterizzata da cls C28/35 e spessore 30 cm.

Il modello tridimensionale della struttura, composto da nodi ed elementi *SHELL* (piastra), è rappresentato in Figura 5-4.

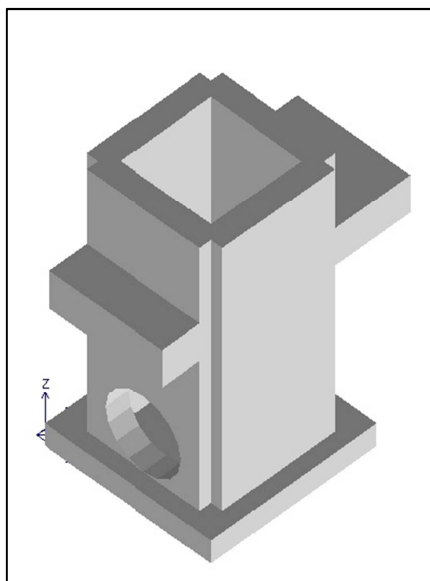


FIGURA 5-4

**VISTA ASSONOMETRICA TRIDIMENSIONALE DEL MODELLO DELLA SOVRASTRUTTURA**

Per quanto riguarda i vincoli esterni, si è scelto di modellare l'interazione tra terreno e struttura assegnando una costante di sottofondo, attraverso la quale il comportamento del terreno viene assimilato a quello di un letto di molle tra loro indipendenti; il **coefficiente di Winkler** è la costante di proporzionalità tra carico applicato e spostamento verticale. Nel caso specifico il valore di tale coefficiente è **1 daN/cm<sup>3</sup>**; si specifica che questo valore fa riferimento all'indagine geologica descritta nella relazione geologico tecnica (in particolare a pag. 14) inserita nel medesimo contesto progettuale; la prova di riferimento è la **DPSH 6**.



## 5.3 ANALISI DEI CARICHI

La configurazione di carico è definita dalle seguenti azioni: **peso proprio** della struttura, **spinta del terreno**, **spinta idrostatica** sulla parete lato fiume, **carico degli elementi non strutturali** (ovvero della struttura in muratura per la copertura della strumentazione di manovra della paratoia) e **azione del sisma**, considerando, a favore di sicurezza, la massa sismica di tutta la struttura.

### 5.3.1 PESO

Per il calcolo dei pesi propri delle strutture si è considerato il seguente valore di peso specifico per il cls:

$$\gamma_{cls} = 2500 \frac{daN}{m^3}$$

Uno dei vantaggi dell'utilizzo del software di calcolo è che, sulla base dei settaggi delle informazioni relative ai materiali, il peso della struttura viene calcolato automaticamente, moltiplicando il peso specifico del cls per il volume di ogni elemento finito.

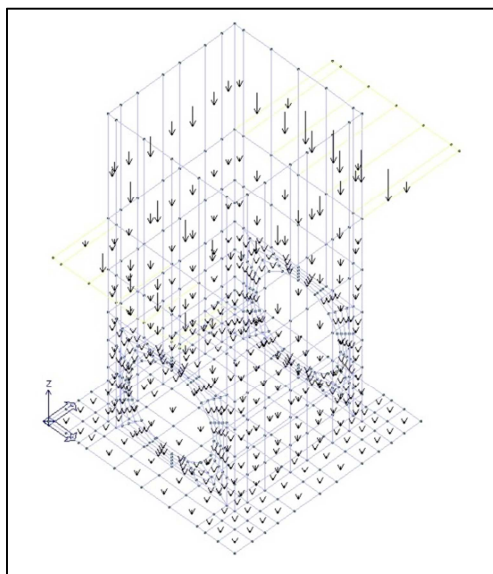


FIGURA 5-5 RAPPRESENTAZIONE DEL PESO PROPRIO

### 5.3.2 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti applicati al modello della struttura sono i seguenti: pressione del terreno, pressione idrostatica e pesi degli elementi non strutturali (copertura in mattoni della strumentazione di manovra della paratoia).

La pressione del terreno agisce lungo l'intera parete della struttura; pertanto ha andamento triangolare con risultante posta a profondità pari a 2/3 dell'altezza della chiavica e vale:

$$p = k_a \gamma_t H$$

Dove  $\gamma_t$  (20.000 N/m<sup>3</sup>) è il peso specifico del terreno,  $k_a$  è il coefficiente di spinta attiva (a favore di sicurezza, pari a 0.5), H l'altezza rispetto quota del piano campagna (2.5m), assunta pari all' altezza degli elementi strutturali:

$$p = k_a \gamma_t H = (0.5 \times 20000 \times 2.5) \frac{N}{m^2} \cong 0.25 \frac{daN}{cm^2}$$

Si specifica che il peso specifico del terreno è un dato fornito dall'analisi geologica i cui risultati sono riportati nella relazione geologica; a favore di sicurezza in questo calcolo si utilizza 20 kN/m<sup>3</sup> invece che 19 kN/m<sup>3</sup>, anche in condizioni di terreno saturo.

La pressione idrostatica agisce lungo l'intera parete della struttura; pertanto ha andamento triangolare con risultante posta a profondità pari a 2/3 del lato lungo e vale:

$$p = \gamma H$$

Dove  $\gamma$  è il peso specifico dell'acqua (9.806 N/m<sup>3</sup>) e H l'altezza d'acqua considerata (anch'essa pari all'altezza degli elementi strutturali):

$$p_i = \gamma H = (9806 \times 2.5) \frac{N}{m^2} \cong 0.25 \frac{daN}{cm^2}$$

La spinta del terreno è applicata ad ogni faccia della struttura ed è ovviamente diretta contro le pareti; la spinta idrostatica invece è applicata sul paramento rivolto lato fiume, considerando la condizione sfavorevole secondo la quale l'argine risulta interamente imbibito.

Gli stessi valori di pressione del terreno e idrostatica agiscono anche sulla fondazione con andamento uniforme.

Il carico della copertura del sistema di manovra della paratoia è modellato come carico distribuito uniforme sulla superficie delle ali della chiavica e vale:

$$q_c = 1.00 \frac{daN}{cm^2}$$

Tale carico a favore di sicurezza è applicato su entrambe le ali.

In Figura 5-6 sono rappresentati tutti i carichi appena descritti.

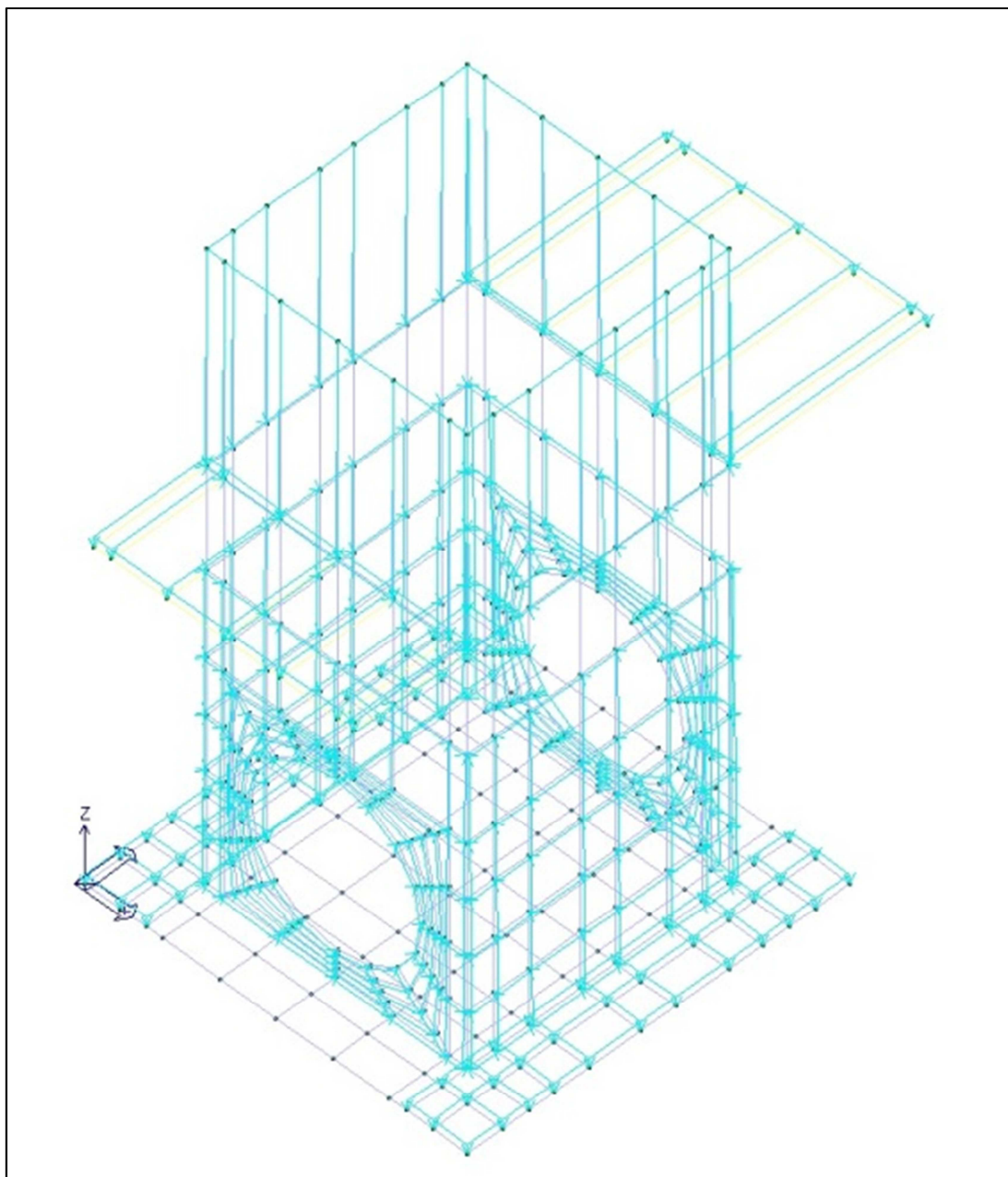


FIGURA 5-6 RAPPRESENTAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI

### 5.3.3 AZIONE SISMICA

Le opere idrauliche devono essere verificate con riferimento alla massima azione sismica.

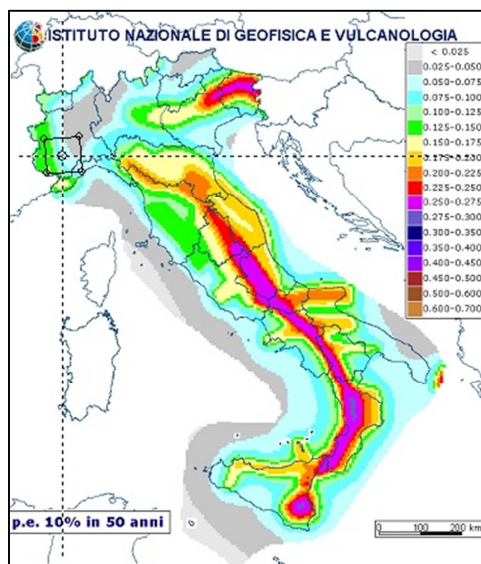
La determinazione dell'azione sismica si riassume in 2 passaggi:

- determinazione dello **spettro di risposta** della struttura;
- scelta del **criterio di analisi** e valutazione dei **parametri** dell'azione sismica.

### 5.3.3.1 VALUTAZIONE DELLO SPETTRO DI RISPOSTA

Lo spettro di risposta delle costruzioni è valutato a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la mappa italiana della pericolosità sismica (Figura 5-7) è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.



**FIGURA 5-7 MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA CON INDICAZIONE DELLA ZONA IN ANALISI**

Nel caso specifico, la zona in analisi è quella relativa a **Racconigi (CN)**, che si trova in **Zona Sismica 3**, all'interno della maglia identificata dai seguenti nodi:

**TABELLA 1 COORDINATE NODI DELLA MAGLIA IN ANALISI**

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [Km]
15124	7.648	44.742	3.744
15125	7.718	44.745	3.859
14903	7.713	44.795	4.046
14902	7.643	44.792	4.019

Il secondo passaggio per definire la “pericolosità sismica di base” è assegnare i parametri alla struttura (v. tabella seguente).

**TABELLA 2 PARAMETRI DELLA STRUTTURA**

Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo
III	50.0	1.5	75	E

Successivamente si calcola il periodo di riferimento  $V_r$ , moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso.

Fissato il periodo di riferimento  $V_r$  e la probabilità di superamento  $P_{ver}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $T_r$  e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_o$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori sono riportati nella tabella seguente:

**TABELLA 3 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA**

SL	$P_{ver}$	$T_r$ [anni]	$A_g$ [g]	$F_o$	$T^*c$ [sec]
SLO	81.0	30.0	0.027	2.530	0.190
SLD	63.0	50.0	0.033	2.560	0.210
SLV	10.0	475.0	0.067	2.720	0.280
SLC	5.0	975.0	0.082	2.750	0.290

Una volta definiti tali parametri, il programma di calcolo valuta i parametri dello spettro di risposta della struttura:

- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ( $a_g$ ) su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $T_b$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante;
- $T_d$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

I valori dei parametri sono riportati in Tabella 4.

**TABELLA 4 PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA**

SL	$A_g$ [g]	$S$	$F_o$	$F_v$	$T_b$ [sec]	$T_c$ [sec]	$T_d$ [sec]
SLO	0.027	1.200	2.530	0.556	0.097	0.291	1.706
SLD	0.033	1.200	2.560	0.627	0.105	0.316	1.732
SLV	0.067	1.200	2.720	0.953	0.132	0.397	1.869



SL	Ag[g]	S	Fo	Fv	Tb[sec]	Tc[sec]	Td[sec]
SLC	0.082	1.200	2.750	1.061	0.136	0.409	1.926

### 5.3.3.2 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

Il programma consente l'analisi statica equivalente e dinamica. In questa trattazione l'analisi sismica scelta è di tipo statico equivalente. Questa scelta è motivata dal fatto che, in riferimento alla normativa, le dimensioni ridotte della struttura e la geometria regolare non rendono necessaria l'analisi modale (cioè dei modi di vibrare) dalla struttura.

Per questo tipo di analisi, l'azione è caratterizzata da un angolo d'ingresso e da una configurazione di masse determinante la forza sismica complessiva; nel caso specifico, a favore di sicurezza, la massa in questione considerata è quella dell'intera struttura.

In funzione della normativa di riferimento in uso sono riportati i parametri fondamentali che caratterizzano l'azione sismica: in particolare possono essere presenti i seguenti valori:

- *Angolo di ingresso*: angolo di ingresso dell'azione sismica orizzontale;
- *Fattore di importanza*: fattore di importanza dell'edificio, in base alla categoria di appartenenza;
- *Zona sismica*;
- *Accelerazione ag*: accelerazione orizzontale massima sul suolo;
- *Categoria suolo*: categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione;
- *Fattore di struttura q*: fattore dipendente dalla tipologia strutturale;
- *Fattore di sito S*: fattore dipendente dalla stratigrafia e dal profilo topografico;
- *Classe di duttilità CD*: classe di duttilità della struttura – “A” duttilità alta, “B” duttilità bassa;
- *Fattore riduz. SLD*: fattore di riduzione dello spettro elastico per lo stato limite di danno;
- *Periodo proprio T1*: proprio di vibrazione della struttura;
- *Coefficiente lambda*: coefficiente dipendente dal periodo proprio T1 e dal numero di piani della struttura;
- *Ordinata spettro Sd(T1)*: valore delle ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo, componente orizzontale (verticale Svd);
- *Ordinata spettro Se(T1)*: valore delle ordinate dello spettro elastico ridotta del fattore SLD per lo stato limite di danno, componente orizzontale (verticale Sve);
- *Ordinata spettro S (Tb-Tc)*: valore dell'ordinata dello spettro in uso nel tratto costante.

I valori di questi parametri sono riportati in Tabella 5.

**TABELLA 5 PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA**

Parametro azione sismica	Valore
Categoria suolo	E
Fattore di sito S	1.200
Ordinata spettro (tratto Tb-Tc)	0.175 g
Angolo di ingresso:	0.0
Eccentricità aggiuntiva:	nulla
Periodo proprio T1:	0.173sec.
Fattore di struttura q:	1
Fattore per spost. mu d;	1.000
Classe di duttilità CD:	B
Coefficiente Lambda:	1
Ordinata spettro Sd(T1):	0.175

I parametri risultanti relativi all'analisi statica equivalente sono i seguenti:

- Quota;
- Posizione del centro di applicazione;
- Azione orizzontale risultante;
- Posizione del baricentro delle rigidezze;
- Rapporto r/Ls (per strutture a nucleo);
- Indici di regolarità e/r secondo EC8 4.2.3.2;
- Azione sismica complessiva.

Il valori dei parametri dell'azione sismica sono riportati in Tabella 6 e in Figura 5-8.

Dalla Tabella 6 si osserva che:

- La forza sismica è al massimo il 30% della massa sismica;
- La posizione del baricentro delle masse è giustificata dalla regolarità della struttura;
- I valori del rapporto r/Ls indicano assenza di deformazioni torsionali accidentali.

**TABELLA 6 VALORI DELL'AZIONE SISMICA**

Quota [cm]	Forza Sismica [daN]	Tot. Parziale [daN]	M Sismica x g [daN]	Pos. GX [cm]	Pos. GY [cm]	E agg. X-X [cm]	E agg. Y-Y [cm]	Pos. KX [cm]	Pos. KY [cm]	rapp. r/Ls	rapp. Ex/rx	rapp. Ey/ry
365.00	1099.41	1099.41	2812.50	110.00	110.00	0.0	0.0	110.00	110.00	1.698	0.0	0.0
240.00	1937.38	3036.79	7537.50	110.00	130.52	0.0	0.0	110.00	110.00	0.994	0.0	0.197
180.00	477.12	3513.91	2475.00	110.00	110.00	0.0	0.0	110.00	110.00	1.698	0.0	0.0

Quota [cm]	Forza Sismica [daN]	Tot. Parziale [daN]	M Sismica x g [daN]	Pos. GX [cm]	Pos. GY[cm]	E agg. X- X[cm]	E agg. Y- Y[cm]	Pos. KX[cm]	Pos. KY [cm]	rapp. r/Ls	rapp. Ex/rx	rapp. Ey/ry
130.00	223.44	3737.35	1604.88	110.00	110.00	0.0	0.0	110.00	110.00	1.698	0.0	0.0
97.50	89.00	3876.42	852.32	110.00	110.00	0.0	0.0	110.00	110.00	1.419	0.0	0.0
65.00	66.42	3956.48	954.20	110.00	110.00	0.0	0.0	110.00	110.00	1.588	0.0	0.0
32.50	29.67	3992.18	852.32	110.00	110.00	0.0	0.0	110.00	110.00	1.419	0.0	0.0

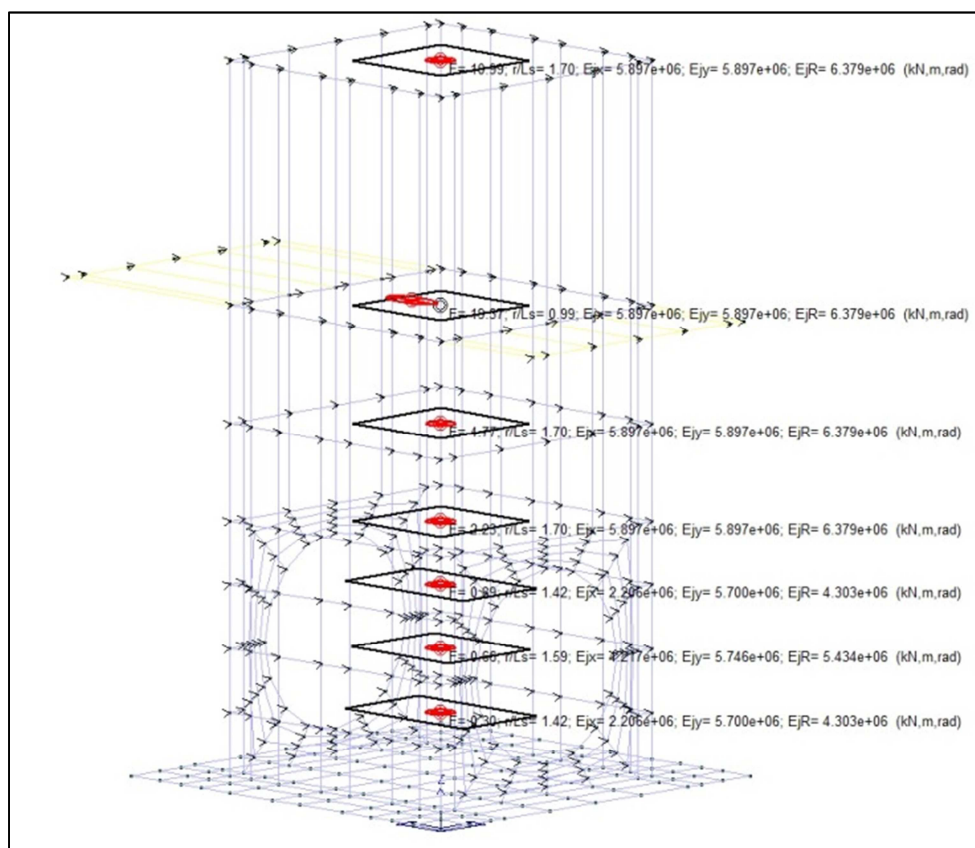


FIGURA 5-8 RAPPRESENTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

## 5.4 COMBINAZIONI DI CARICO

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

- **Combinazione fondamentale SLU**

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

- **Combinazione caratteristica (rara) SLE:**

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

- **Combinazione frequente SLE:**

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente SLE:**

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali:

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

I parametri dei coefficienti sono tabulati in seguito (Tabella 7, riferimento NTC 2008).

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2);
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

**TABELLA 7 DEI COEFFICIENTI FUNZIONE DELL'APPROCCIO PROGETTUALE**

		Coefficiente $\gamma_f$	<b>EQU</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma G1$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	$\gamma G2$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma Qi$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

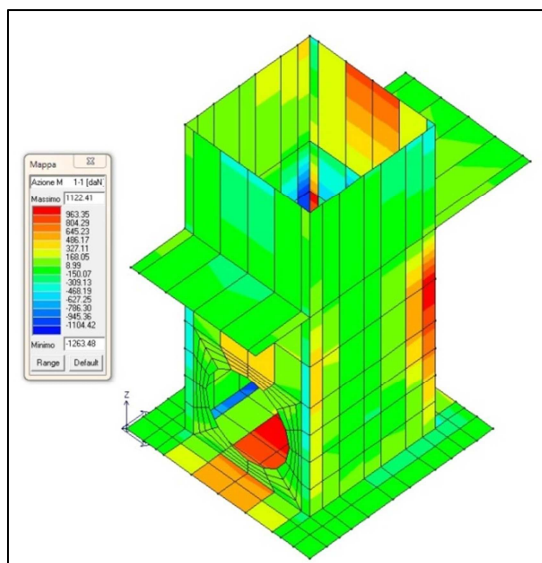
Nel caso specifico si è scelto **l'approccio 2**.

## 6 RISULTATI

In questo paragrafo, si riportano i principali risultati relativi alla combinazione SLU (la più gravosa per la struttura) utili a comprendere il comportamento della struttura in modo sintetico, completo ed efficace, per il tipo di analisi sviluppata.

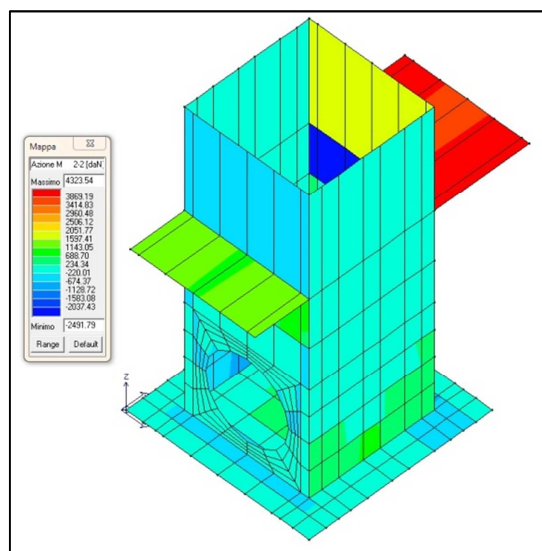
Ai fini del dimensionamento delle armature, l'azione che ha maggior rilevanza è quella flettente.

In Figura 6-1 sono riportati i momenti in daN (distribuiti) intorno all'asse VERTICALE di ciascun elemento.



**FIGURA 6-1 VALORI DELL'AZIONE M 11**

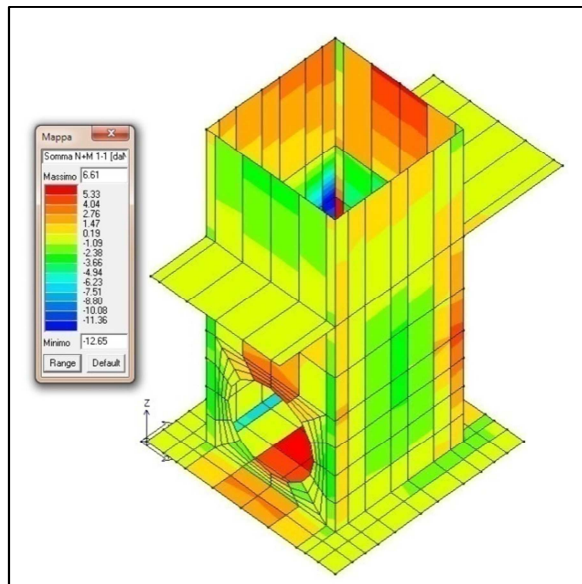
In Figura 6-2 sono invece riportati i momenti in daN (distribuiti) intorno all'asse ORIZZONTALE di ciascun elemento.



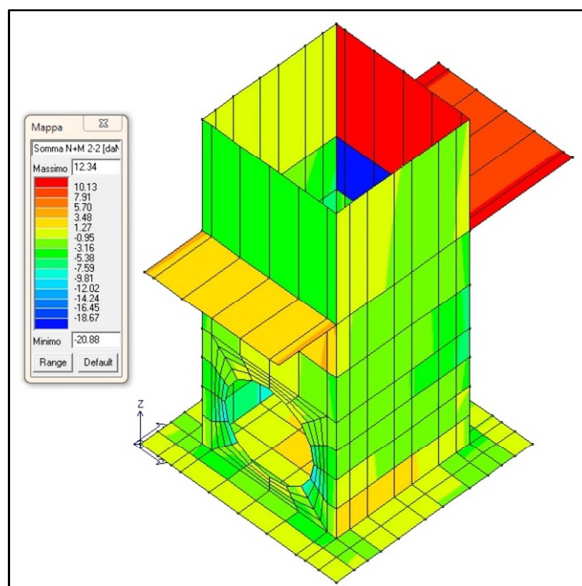
**FIGURA 6-2 VALORI DELL'AZIONE M 22**



Nelle successive figure sono riportati i valori tensionali in  $\text{daN/cm}^2$  calcolati con la nota equazione di Navier e quindi relativi alla somma delle azioni assiali e flessionali; le tensioni hanno direzione coincidente rispettivamente con l'asse orizzontale (N+M 11) e con quello verticale (N+M 22).



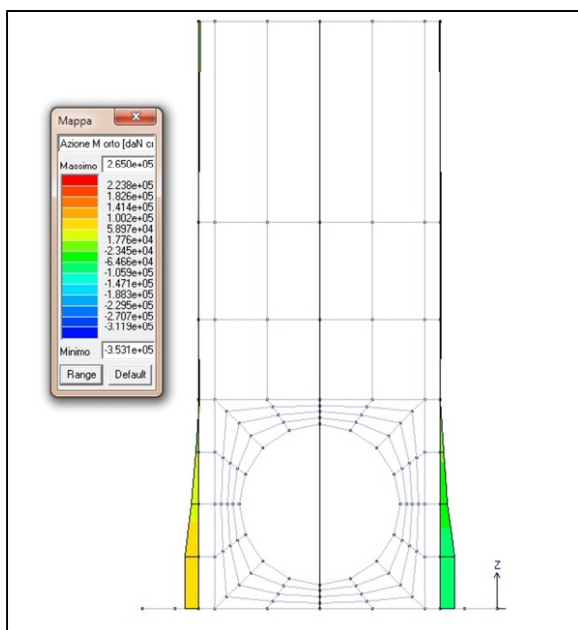
**FIGURA 6-3 VALORI DELL'AZIONE N+M11**



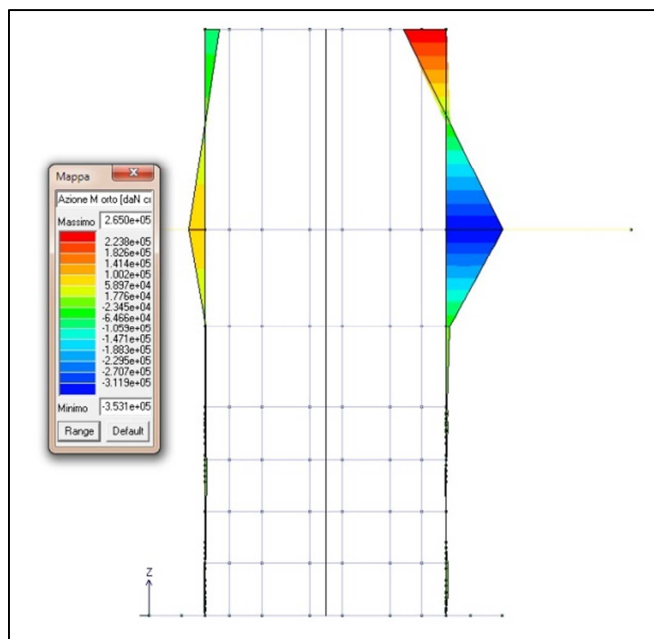
**FIGURA 6-4 VALORI DELL'AZIONE N+M22**

Nelle successive figure sono riportate le azioni flettenti complessive per ogni parete della struttura, che coincide con l'involuppo dei momenti; questo risultato fornisce i valori sulla base dei quali sono dimensionate le armature.

Come si evince da questi risultati il valore del momento massimo è circa 3120 daNm in corrispondenza dell'ala, dove c'è un incastro interno.

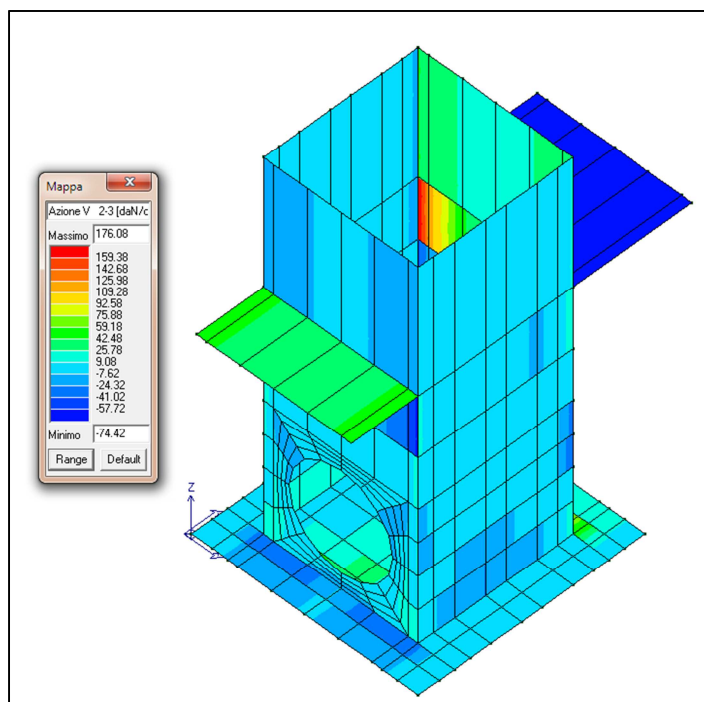


**FIGURA 6-5 VALORI DELL'AZIONE COMPLESSIVA (VISTA LUNGO ASSE Y)**



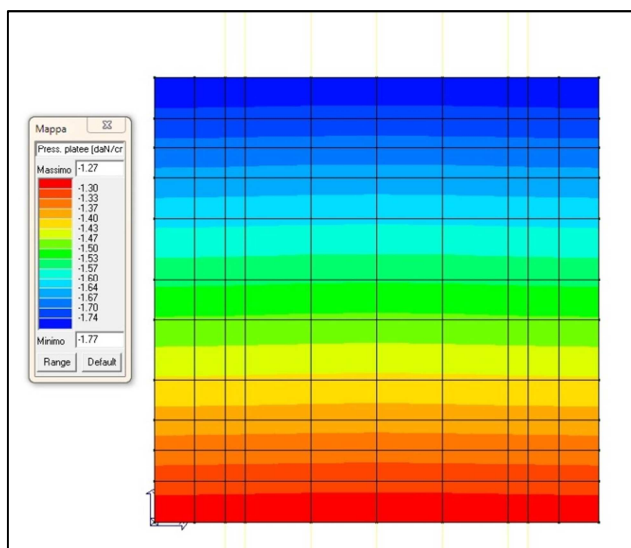
**FIGURA 6-6 VALORI DELL'AZIONE COMPLESSIVA (VISTA LUNGO ASSE X)**

Si riporta anche il risultato relativo all'azione di taglio in direzione verticale in daN/cm (distribuita).



**FIGURA 6-7 VALORI DELL'AZIONE DI TAGLIO IN DIREZIONE VERTICALE**

Per completare il quadro informativo, in Figura 6-8 è riportata la sollecitazione agente sulla platea di fondazione, soggetta a compressione; ovviamente, la sezione non è parzializzata e pertanto la risultante è all'interno del nocciolo centrale d'inerzia di quest'ultima; la pressione massima è pari  $1.77 \text{ daN/cm}^2$ .



**FIGURA 6-8 VALORI DI PRESSIONE SULLA PLATEA DI FONDAZIONE**

## 7 ARMATURE

Lo schema dell'armatura di base adottato è il seguente:

- Per la fondazione: schema a maglie rettangolari con barre **1+1 $\phi$ 16/20** per entrambe le direzioni;
- Per la sovrastruttura: schema a maglie rettangolari con barre per **1+1 $\phi$ 14/20** in verticale e **1+1 $\phi$ 14/20** in orizzontale.

I criteri progettuali adottati nella modellazione; in conformità con la normativa, sono i seguenti:

- Copriferro: 5 cm;
- Percentuale armatura minima  $A_f/A=0.2$ ;
- Rapporto area armata tesa e area armata compressa  $A_f'/A_f=1$ .

**Lo schema di armatura definito verifica la struttura.** Il software calcola la quantità di armatura minima richiesta per ogni nodo; tuttavia è possibile sintetizzare queste informazioni calcolando l'area minima da armare in funzione del momento massimo (in corrispondenza dell'ala, quindi sfavorevole) pari a:

$$M_{max} = 3120 \text{ daN m} = 31.2 \text{ kN m}$$

Considerando i seguenti valori di resistenza e di altezza utile della sezione (copriferro pari a 5 cm):

$$f_{yd} = 3838.7 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} = 383 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

la quantità di armatura richiesta (per un concio di larghezza unitaria) è pari a:

$$A_{s,min} = \frac{M_{max}}{0.9 f_{yd} d} = 362 \text{ mm}^2$$

Con 1+1 $\phi$ 14/20 l'area armata vale:

$$A_{s,min} = 770 \text{ mm}^2$$

L'armatura minima è pertanto abbondantemente verificata dallo schema di base; ovviamente anche l'armatura minima orizzontale, pari al 20% di quella longitudinale  $A_s$ , è soddisfatta, poiché viene armata anch'essa con 1+1 $\phi$ 14/20.

Sulla base dell'analisi sviluppata, la quantità di ferro da impiegare è circa **115 kg/m<sup>3</sup> di cls.**

Lo schema dell'effettiva armatura, comprensivo di quella aggiuntiva e dei ferri di ripresa, è dettagliatamente descritto nei seguenti disegni:

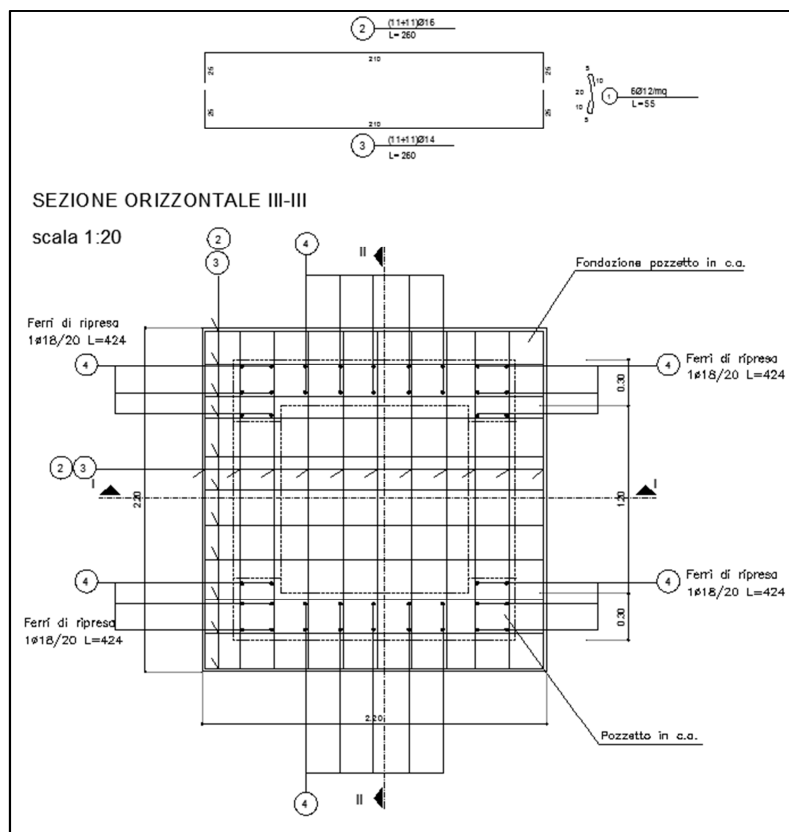


FIGURA 7-1 SCHEMA ARMATURA FONDAZIONE

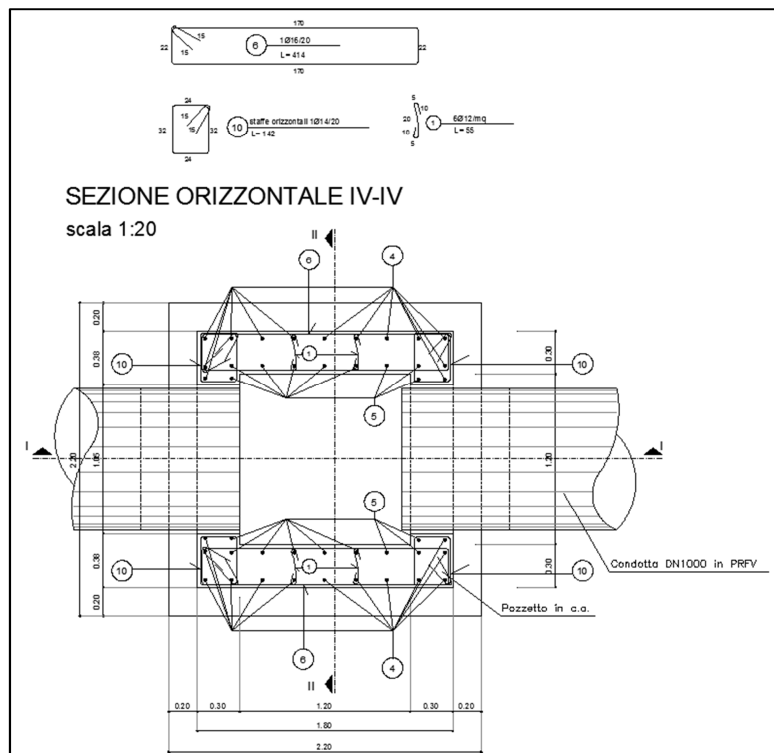


FIGURA 7-2 SCHEMA ARMATURA SEZIONE IV-IV





## 8 MODELLAZIONE DELLA FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si analizza il problema della fondazione: il primo passaggio consiste nel determinare le pressioni agenti con la modellazione della struttura e in seguito, sulla base del risultato ottenuto, si determina la capacità portante del terreno e il cedimento edometrico.

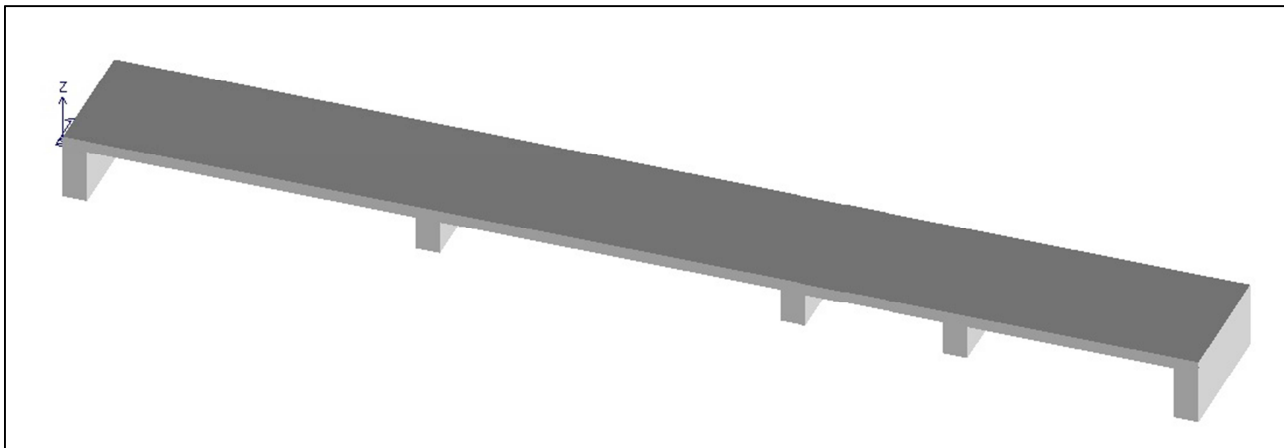
Si specifica che i dati relativi al terreno fanno riferimento alla prova penetrometrica DPSH 6 descritta nella relazione geologica inserita nel medesimo contesto progettuale.

### 8.1 MODELLAZIONE GEOMETRICA

Anche in questo caso gli elementi scelti per la modellazione della struttura sono di tipo *SHELL* (Piastre); che compongono una mesh (rete) le cui maglie, per quanto più possibile regolari, sono opportunamente dimensionate in funzione della geometria;

Si richiamano le dimensioni della fondazione: 17.65 m x 3.50 m e spessore 30 cm; i denti di ancoraggio sono 5, e hanno spessore pari a 60 cm. Il materiale assegnato è cls **C28/35**.

In Figura 8-1 è rappresentato il modello tridimensionale della fondazione.



**FIGURA 8-1 VISTA ASSONOMETRICA TRIDIMENSIONALE DEL MODELLO DELLA FONDAZIONE**

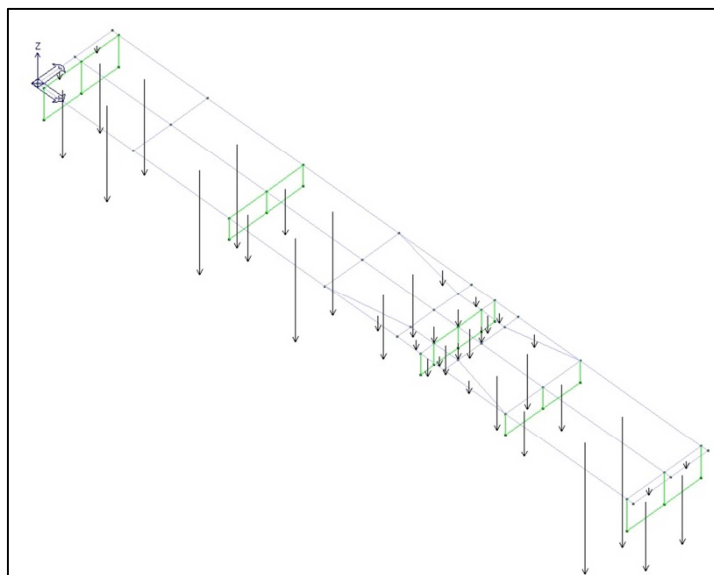
I vincoli si modellano sulla base delle medesime considerazioni descritte nel paragrafo 5.2 “Modellazione geometrica” relativo alla modellazione della porzione di fondazione relativa alla sovrastruttura; il *coefficiente di Winkler* assegnato è 1 daN/m<sup>3</sup>.

## 8.2 ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti modellati (a sfavore di sicurezza) sono:

- Peso proprio della struttura;
- Peso della tubazione piena di acqua;
- Peso della baulatura della tubazione;
- Peso del volume di terra che costituisce l'argine;
- Peso dell'acqua che imbibisce la porzione di argine a contatto con il torrente;
- Peso della sovrastruttura.

Il peso proprio, rappresentato in Figura 8-2, ottenuto come volume della fondazione per peso specifico del cls impiegato, viene calcolato automaticamente per ognuno degli elementi finiti.



**FIGURA 8-2 PESO PROPRIO**

I carichi variabili sono qui calcolati:

Il peso  $P_1$  dell'acqua nella tubazione vale:

$$P_1 = \gamma \Omega L$$

In quest'equazione il peso specifico  $\gamma$  dell'acqua vale  $9.806 \text{ N/m}^3$ , la lunghezza del tubo  $L$  vale  $17.65 \text{ m}$  e l'area  $\Omega$  della sezione del tubo, in funzione del diametro  $d$  della tubazione vale

$$\Omega = \frac{\pi d^2}{4} = 8925 \text{ cm}^2$$

Pertanto il peso vale:

$$P_1 = \gamma \Omega L = 15447 \text{ daN}$$

Tale peso esercita su tutta la fondazione d'area  $A = 17.65 \times 3.5 = 62 \text{ m}^2$  una pressione  $q_1$  uniforme pari a:

$$q_1 = \frac{P_1}{A} = 0.03 \frac{daN}{cm^2}$$

Il peso della baulatura della tubazione si esprime come:

$$P_2 = \gamma_{cls} A_b L$$

Dove il peso specifico  $\gamma_{cls}$  del calcestruzzo vale  $25000 \text{ N/m}^3$ ; l'area  $A_b$  della sezione (trapezia) della baulatura, in riferimento alla Figura 8-3, a meno della sezione della tubazione  $\Omega$  vale:

$$A_b = \frac{1}{2}(b + B)h - \Omega = 28575 \text{ cm}^2$$

dove  $b = 1.5 \text{ m}$ ,  $B = 3.5 \text{ m}$  e  $h = 1.5 \text{ m}$ .

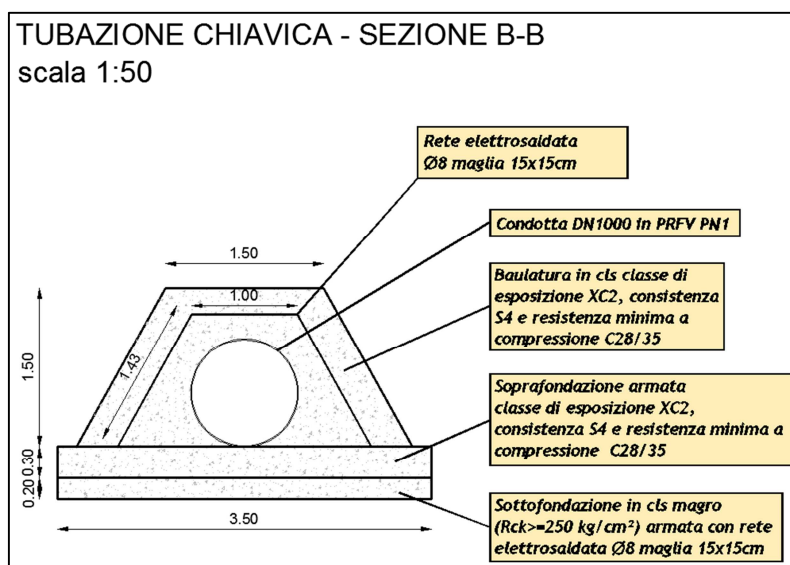


FIGURA 8-3 BAULATURA DELLA TUBAZIONE

Il peso della baulatura vale:

$$P_2 = \gamma_{cls} A_b L = 126087 \text{ daN}$$

Ed esercita una pressione  $q_2$  uniformemente distribuita su tutta la fondazione pari a:

$$q_2 = \frac{P_2}{A} = 0.20 \frac{daN}{cm^2}$$

La pressione  $q_3$  del volume di terra che costituisce l'argine (anch'essa assunta uniformemente distribuita su tutta la fondazione) vale:

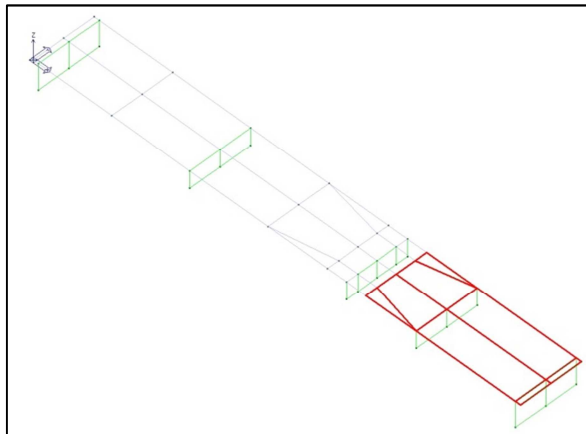
$$q_3 = \gamma_t H = 0.50 \frac{daN}{cm^2}$$

Dove il peso specifico del terreno  $\gamma_t$  vale  $20000 \text{ N/m}^3$  (in riferimento alle relazione geologica) e l'altezza del argine  $H$  è pari a  $2.5 \text{ m}$ .

La pressione dell'acqua  $q_4$  che imbibisce la porzione di argine a contatto con il torrente vale:

$$q_4 = \gamma H = 0.25 \frac{daN}{cm^2}$$

Questa pressione è uniforme ed è esercitata sulla porzione di fondazione evidenziata in rosso in Figura 8-4.



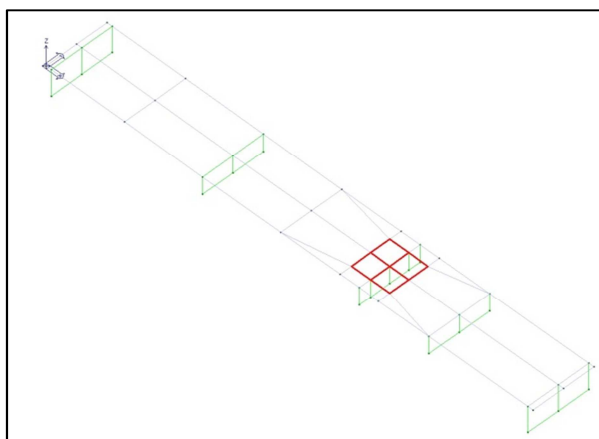
**FIGURA 8-4 AREA DI INFLUENZA Q4**

L'ultima pressione da calcolare è quella esercitata dal peso della sovrastruttura; essendo il volume W di cls impiegato pari a 6 m<sup>3</sup>, il peso G della sovrastruttura vale

$$G = \gamma_{cls} W = 15000 \text{ daN}$$

Esso esercita una pressione uniforme q<sub>5</sub> sulla porzione di fondazione relativa alla sovrastruttura (di dimensioni A<sub>s</sub>=220x220 = 48400 cm<sup>2</sup>, evidenziata in rosso in Figura 8-5) pari a:

$$q_5 = \frac{G}{A_s} = 0.31 \frac{daN}{cm^2}$$



**FIGURA 8-5 AREA DI INFLUENZA Q5**

La risultante dei carichi descritti è rappresentata in Figura 8-6.

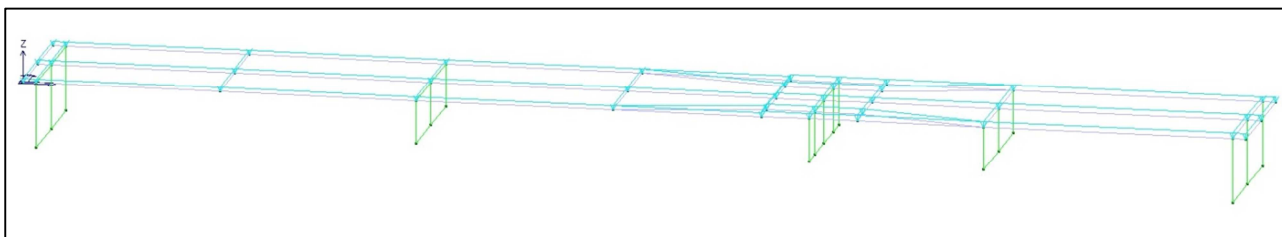


FIGURA 8-6 RISULTANTE DEI CARICHI PERMANENTI

Per determinare le pressioni, anche in questo caso si è scelto l'approccio 2.

### 8.3 RISULTATI E ARMATURE

Il risultato più significativo è quello relativo all'andamento della risultante delle pressioni ( $\text{daN/cm}^2$ ) esercitate sulla fondazione; come si evince dalla Figura 8-7 i valori sono negativi è pertanto la risultante è all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della sezione; questo è un indicatore del fatto che, ovviamente, non vi è ribaltamento. Il valore massimo di pressione è  $p_{\max} = 2.61 \text{ daN/cm}^2 = 261000 \text{ N/m}^2$ ; questo valore, come descritto nel paragrafo 8.1, deve essere verificato dalla capacità portante del terreno.

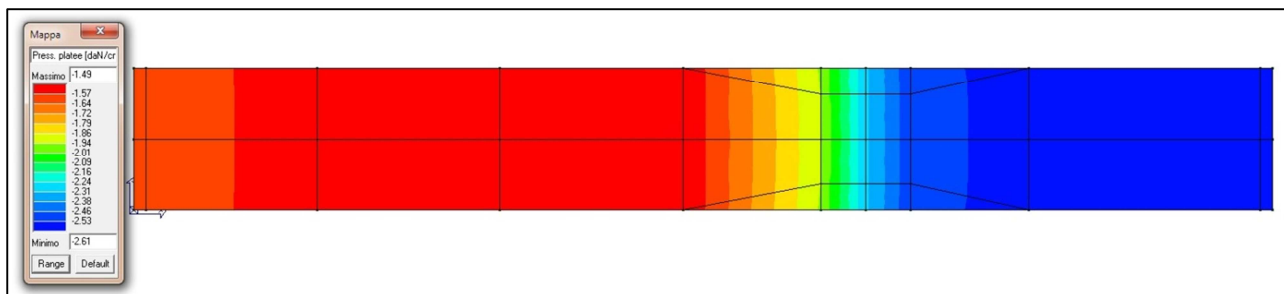


FIGURA 8-7 ANDAMENTO DELLE PRESSIONI

Sulla base dei risultati ottenuti si ritiene opportuno armare la fondazione con una **rete elettrosaldata  $\phi 8$  a maglie quadrate aventi passo 15 cm**. La medesima rete è da utilizzare anche per i denti di ancoraggio.

## 9 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche di tipo geotecniche consistono in:

- Verifica della capacità portante del terreno;
- Calcolo del cedimento edometrico.

Tali verifiche fanno riferimento ai parametri del terreno indagati come descritto nella relazione geologica (v. pag.14, rif.DPSH 6).

### 9.1 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

La capacità portante  $q_{lim}$  viene calcolata con le seguenti ipotesi semplificative:

- Fondazione di dimensioni definite;
- Carico non inclinato rispetto alla verticale;
- Fondazione non inclinata rispetto al piano campagna;
- Piano campagna non inclinato.

Secondo la nota equazione di Brinch-Hansen (1970), considerando che la fondazione è posata a  $D = 1$  m sotto il piano campagna  $q_{lim}$  vale:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_t B N_\gamma + \gamma_t D N_q$$

Dove  $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno,  $B$  è la dimensione del lato corto della fondazione,  $N_\gamma$  è un coefficiente che legato all'angolo di attrito del terreno  $\phi'$  che vale:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$$

E dove  $N_q$  vale:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

In funzione dei parametri  $\gamma_t = 20.000 \text{ N/m}^3$ ,  $\phi' = 26^\circ$  indagati come descritto nella relazione geologica, e  $B = 3.50 \text{ m}$  (lunghezza del lato corto della fondazione), si ottiene:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} = 11.85$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi' = 12.54$$

e pertanto:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_t B N_\gamma + \gamma_t D N_q = 676 \frac{kN}{m^2}$$

Affinchè la verifica risulti soddisfatta ai sensi del D.M.2008, in relazione agli SLU (approccio 2), bisogna confrontare i valori di capacità portante e di pressione massima (pari a 2.61 daN/m<sup>2</sup>, vedi p.35) sulla fondazione, divisi per i seguenti coefficienti di abbattimento della resistenze (R3) e moltiplicati per il lato corto della fondazione; pertanto il confronto tra i due carichi per unità di lunghezza della fondazione è il seguente:

$$p_{max} B < \frac{q_{lim}}{2.3} B$$

Risulta:

$$914 \frac{kN}{m} < 1029 \frac{kN}{m}$$

La verifica della capacità portante del terreno di fondazione risulta soddisfatta; nell'analisi del risultato occorre considerare che i parametri di resistenza al taglio associati al terreno sono molto cautelativi.

## 9.2 CALCOLO CEDIMENTO EDOMETRICO

Secondo il metodo Burland-Burbidge (1985), con le dovute semplificazioni relative al caso in analisi, il cedimento edometrico che si ha entro i primi 3 anni, espresso in mm, vale:

$$w = f_s q B^{0.7} I_c$$

In quest'equazione q è la pressione massima calcolata come segue:

$$q = p_{max} B = 261 \frac{kN}{m^2}$$

Dove B è la dimensione del lato corto della fondazione (3.5 m), parametro dal quale dipende anche la profondità di influenza della fondazione per il calcolo del cedimento, secondo la relazione:

$$B^{0.7} = 2.4 \text{ m}$$

I<sub>c</sub> è un parametro che vale:

$$I_c = \frac{1.7}{N_{av}^{1.4}}$$

Per valutare N<sub>av</sub> bisogna fare riferimento ai risultati della prova DPSH6 descritta nella relazione geologica; con tale prova si misura il numero di colpi necessari per la penetrazione nel terreno della punta conica che viene infissa per ciascun tratto di lunghezza 30 cm; N<sub>av</sub> è la media aritmetica dei colpi N<sub>30</sub> relativamente alla profondità di influenza calcolata (2.4 m); si riportano in Tabella 8 i dati utilizzati per questo calcolo.



**TABELLA 8 RISULTATI DPSH6**

DPSH 6	
Profondità (m)	N colpi
0	3
-0.3	3
-0.3	4
-0.6	4
-0.6	4
-0.9	4
-0.9	8
-1.2	8
-1.2	18
-1.5	18
-1.5	22
-1.8	22
-1.8	14
-2.1	14
-2.1	4
-2.4	4
-2.4	21

Pertanto:

$$N_{AV} = 10$$

e quindi:

$$I_c = \frac{1.7}{N_{AV}^{1.4}} = 0.065$$

$f_s$  è un parametro di forma della fondazione, che al limite vale 1.56 per fondazioni nastriformi:

$$f_s = \left( \frac{\frac{1.25 L'}{B}}{\frac{L'}{B} + 0.25} \right)^2$$

$L$  è il lato lungo dell'area di influenza ed è ridotto rispetto al lato  $L = 17.65$  m di una quantità che tiene conto dell'eccentricità del carico agente sulla fondazione; vale la relazione:

$$L' = L - 2e$$

dove  $e$  è l'eccentricità, che si valuta, in funzione della geometria dell'area di distribuzione del carico (nel caso in analisi un trapezio), con la seguente equazione:

$$e = \frac{L}{2} - \frac{L}{3} \left( \frac{p_{max} + 2 p_{min}}{p_{max} + p_{min}} \right)$$

dove  $p_{max}$  e  $p_{min}$  sono i valori di pressione massima e minima determinati da software di calcolo (v.pag. 34) e valgono rispettivamente  $2.61 \text{ daN/m}^2$  e  $1.49 \text{ daN/m}^2$ ; pertanto:

$$e = \frac{L}{2} - \frac{L}{3} \left( \frac{p_{max} + 2 p_{min}}{p_{max} + p_{min}} \right) = 0.80 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e = 16.04 \text{ m}$$

$$f_s = \left( \frac{\frac{1.25 L'}{B}}{\frac{L'}{B} + 0.25} \right) = 1.40$$

$$w = f_s q B^{0.7} I_c = 57 \text{ mm}$$

Per valutare i cedimento dopo  $t$  anni si moltiplica  $w$  per il coefficiente:

$$f_t = 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3}$$

$R_3$  e  $R$  sono parametri che valgono nel caso in analisi rispettivamente 0.7 e 0.8; valutando il cedimento  $w_{30}$  a 30 anni si ottiene:

$$w_{30} = f_t w = 142 \text{ mm}$$

Il cedimento che si ottiene è pertanto pari a ca. **6 cm** entro i primi 3 anni e ca.cm **15 cm** dopo 30 anni.

## 10 ANALISI STUTTURALE MURO DI DIFESA SPONDALE

Nel presente paragrafo si analizza brevemente la struttura del muro realizzato in opera in c.a. quale presidio arginale rispetto alla portata del T.Maira con TR = 200 anni e posto in prossimità del canale d'irrigazione S.Marcellino (vedi figure seguenti e tavole 4.2 e 7.4).

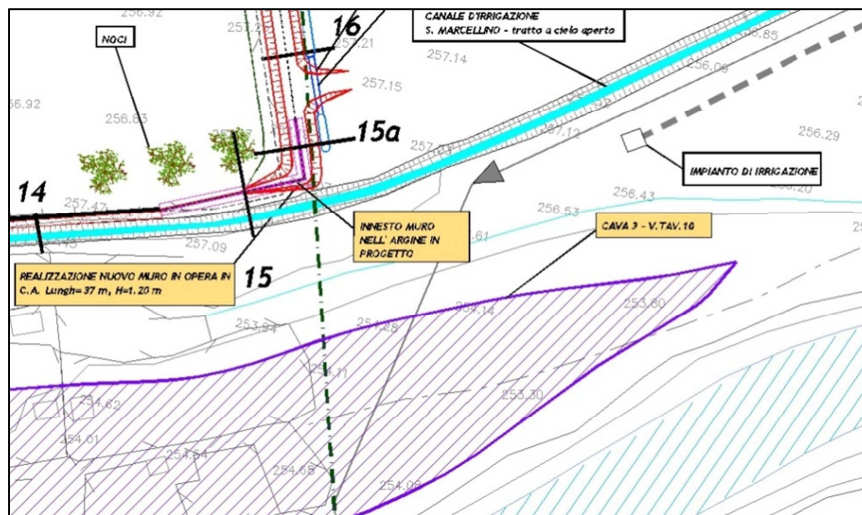


FIGURA 10-1 DETTAGLIO DELLA PLANIMETRIA DI PROGETTO

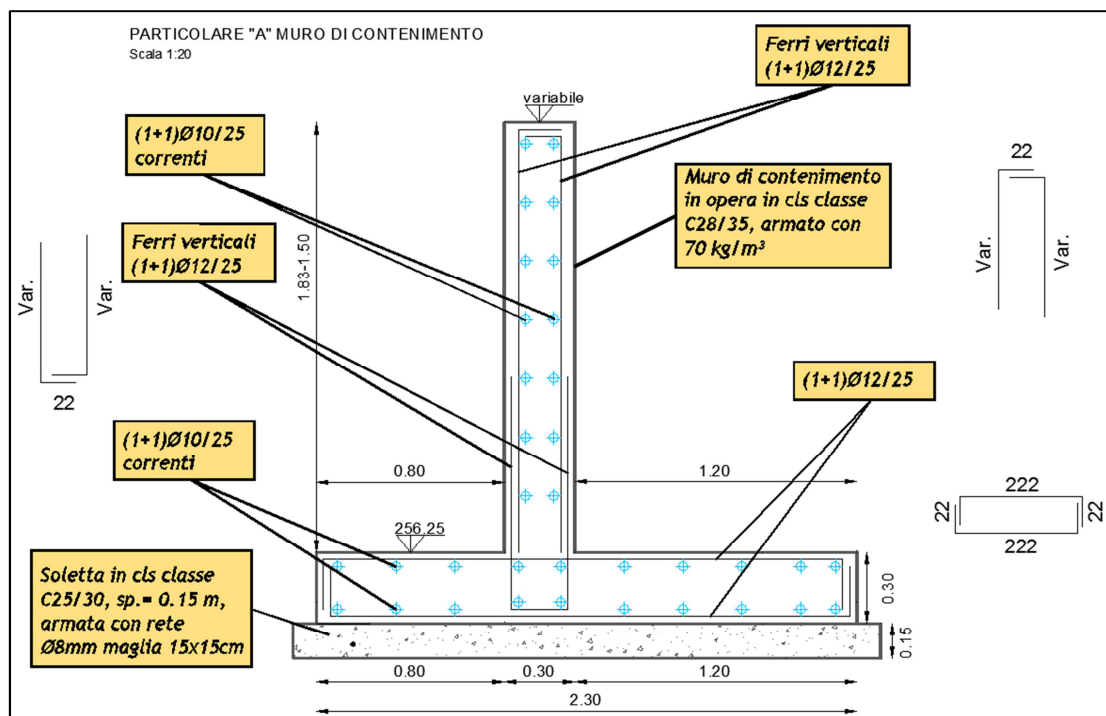


FIGURA 10-2 SEZIONE DEL MURO

Le dimensioni geometriche della sezione trasversale del muro sono indicate in Figura 10-2; la lunghezza è pari a 37 m. L'altezza è giustificata dalla scelta progettuale di mantenimento di un franco pari a 1 m sopra il livello massimo idrico relativo alla piena TR = 200 anni; la profondità di posa della fondazione è giustificata dalla prevenzione di fenomeni di infiltrazione e sifonamento.

Le analisi effettuate sono, ai sensi del NTC, le verifiche di stabilità (ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante del terreno) e il calcolo delle armature.

Per le verifiche di stabilità e il calcolo delle armature si fa riferimento alla condizione sfavorevole in cui il muro è soggetto al carico del terreno (con riempimento pari alla quota coincidente con l'altezza del muro) e ad un sovraccarico pari a  $7.2 \text{ kN/m}^2$  (dovuto al passaggio di mezzi) oltre che ovviamente al peso proprio; tali carichi si considerano agenti a destra del muro, lato in cui la soletta di fondazione (progettata per lavorare soprattutto a ribaltamento) ha lunghezza maggiore rispetto a quella a sinistra.

Si specifica che i parametri geotecnici (peso specifico del terreno e angolo di attrito) fanno riferimento alla prova **DPSH 9** descritta nella relazione geologica.

## 10.1 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Le verifiche di stabilità sono soddisfatte ai sensi del NTC 2008; si riassumono i risultati nei seguenti punti:

- Verifica a ribaltamento (approccio EQU+M2+R2): fattore di sicurezza pari a **3.36**;
- Verifica allo scorrimento (approccio A1+M1+R3) fattore di sicurezza pari a **1.06**;
- Verifica capacità portante (approccio A1+M1+R3) fattore di sicurezza pari a **2.30**.

I valori delle azioni massime per il dimensionamento delle armature sono i seguenti:

- Per la fondazione  $M_{\max}=18.4 \text{ kN m}$  e  $V_{\max}=27 \text{ kN}$ ;
- Per la sovrastruttura  $M_{\max}=18.7 \text{ kN m}$  e  $V_{\max}=29 \text{ kN}$ ;

Uno schema di armatura che soddisfa i requisiti minimi è il seguente:

- Armatura principale: **4+4 $\phi$ 12/ml**;
- Armatura secondaria: **4+4 $\phi$ 10/ml**.

Infine, essendo la resistenza a taglio pari a 70kN per il solo cls, non sono necessarie armature a taglio.

## 11 CONCLUSIONI

---

Il comportamento del modello della sovrastruttura chiavicale è coerente con quello descritto da schemi di analisi strutturale tradizionale, pertanto i risultati della modellazione si possono ritenere attendibili.

Per quanto riguarda la fondazione, la capacità portante del terreno è verificata e i cedimenti sono da ritenersi trascurabili, anche dopo 30 anni; si ritiene opportuno armare la fondazione con una rete elettrosaldata  $\phi 8$  a maglie quadrate di lato 15 cm.

Il muro di difesa spondale è verificato allo scorrimento, al ribaltamento e alla capacità portante; la quantità di armatura da impiegare è pari a **70 kg/m<sup>3</sup>** di cls.

Per quanto riguarda la struttura chiavicale, l'armatura prevista è pari a **115 kg/m<sup>3</sup> di cls.**