

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI CALCOLO.....</b>	<b>8</b>
2.1 NORMATIVA.....	8
2.2 CRITERI DI CALCOLO .....	8
2.2.1 <i>Criteri di calcolo strutture</i> .....	8
2.2.2 <i>Criteri di calcolo cedimenti</i> .....	18
2.2.3 <i>Fondazioni superficiali</i> .....	22
2.2.4 <i>Muri - diaframma</i> .....	26
2.2.5 <i>Criteri di calcolo capacità portante verticale - diaframmi</i> .....	30
2.2.6 <i>Verifica stabilità dei rilevati</i> .....	32
2.2.7 <i>Modellazione terreno struttura</i> .....	35
<b>3. CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI .....</b>	<b>39</b>
3.1 MATERIALI DA COSTRUZIONE .....	39
3.1.1 <i>Calcestruzzo strutturale</i> .....	39
3.1.2 <i>Armatura acciaio ordinario tipo B450C</i> .....	42
3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI PRESENTI IN SITU E UTILIZZATI DA COSTRUZIONE .....	43
3.2.1 <i>Premessa</i> .....	43
3.2.2 <i>Studio ENGEO – evidenze emerse</i> .....	43
3.2.3 <i>Studio AIPO – evidenze emerse</i> .....	45
3.2.4 <i>Caratterizzazione geomeccanica terreni in situ</i> .....	47
3.2.5 <i>Caratterizzazione geomeccanica terreni da costruzione - rilevati</i> .....	48
<b>4. EDIFICIO SERVIZI .....</b>	<b>51</b>
4.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	51
4.1.1 <i>Modello di calcolo</i> .....	52
4.1.2 <i>Caratteristiche geometriche</i> .....	56
4.2 CONDIZIONI DI CARICO .....	63
4.2.1 <i>Analisi dei carichi – azioni</i> .....	63
4.2.2 <i>Combinazioni di carico</i> .....	70
4.3 PRINCIPALI RISULTATI .....	72
4.3.1 <i>Risultati dell'analisi modale</i> .....	72
4.3.2 <i>Deformate e sollecitazioni maggiormente significative</i> .....	75
4.3.3 <i>Verifiche agli stati limite ultimi ed armature minime</i> .....	81
4.3.4 <i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i> .....	86
4.4 DEFINIZIONE MODELLO INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA.....	86

4.5	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	87
4.5.1	<i>Calcolo dei cedimenti – stato limite di servizio</i> .....	87
4.5.2	<i>Verifica a capacità portante</i> .....	92
4.5.3	<i>Verifica a scorrimento</i> .....	93
<b>5.</b>	<b>MURI / DIAFRAMMA .....</b>	<b>97</b>
5.1	PREMESSA .....	97
5.2	PARAMETRI GEOTECNICI UTILIZZATI NEI CALCOLI .....	98
5.3	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	99
5.4	CARICO A TERGO DELLA PARATIA .....	99
5.5	CARICO DOVUTO AL SISMA .....	99
5.6	COMBINAZIONI DEI CARICHI .....	102
5.6.1	<i>Combinazione eccezionale</i> .....	102
5.6.2	<i>Combinazione sismica</i> .....	102
5.7	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI .....	103
5.7.1	<i>Condizione 200ennale</i> .....	103
5.7.2	<i>Condizione Svaso</i> .....	104
5.7.3	<i>Condizione Sismica</i> .....	105
5.8	VERIFICHE STRUTTURALI .....	106
5.9	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DIAFRAMMA – RISULTATI E VERIFICHE .....	110
5.10	VERIFICA DI STABILITÀ COMPLESSO OPERA - TERRENO .....	111
<b>6.</b>	<b>CHIAVICA .....</b>	<b>125</b>
6.1	DESCRIZIONE .....	125
6.2	VASCA DI SOLLEVAMENTO .....	126
6.2.1	<i>Descrizione dell'opera</i> .....	126
6.2.2	<i>Condizioni di carico</i> .....	135
6.2.3	<i>Principali risultati</i> .....	145
6.2.4	<i>Definizione modello interazione struttura terreno</i> .....	159
6.2.5	<i>Verifiche geotecniche</i> .....	159
6.3	VASCA DI RESTITUZIONE .....	166
6.3.1	<i>Descrizione dell'opera</i> .....	166
6.3.2	<i>Condizioni di carico</i> .....	172
6.3.3	<i>Principali risultati</i> .....	178
6.3.4	<i>Definizione modello interazione struttura terreno</i> .....	187
6.3.5	<i>Verifiche geotecniche</i> .....	187
6.4	CANALE DI SCARICO .....	194
6.4.1	<i>Descrizione dell'opera</i> .....	194
6.4.2	<i>Condizioni di carico</i> .....	200
6.4.3	<i>Principali risultati</i> .....	207
6.4.4	<i>Definizione modello interazione struttura terreno</i> .....	216

---

6.4.5	Verifiche geotecniche .....	216
6.5	MANUFATTO CHIAVICA .....	224
6.5.1	Descrizione dell'opera .....	224
6.5.2	Condizioni di carico .....	234
6.5.3	Principali risultati.....	242
6.5.4	Definizione modello interazione struttura terreno .....	256
6.5.5	Verifiche geotecniche .....	256
6.6	OPERA PROVVISORIALE – DIAFRAMMA .....	263
<b>7.</b>	<b>RILEVATI .....</b>	<b>280</b>
7.1	STRADA DI SERVIZIO .....	280
7.1.1	Cedimenti – risultati .....	282
7.1.2	Stabilità – risultati .....	282
7.2	RILEVATO EDIFICIO DI SERVIZIO .....	283
7.2.1	Cedimenti – risultati .....	285
7.2.2	Stabilità - risultati .....	285

**[PAGINA LASCIATA INTENZIONALMENTE BIANCA]**



## 1. **PREMESSA**

La presente relazione di calcolo si colloca all'interno del progetto esecutivo "*Realizzazione di una chiavica sul Rio Loreto alla confluenza in sponda sinistra del Fiume Tanaro in Comune di Alessandria (AL-E-1769)*".

Tale progetto si pone l'obiettivo di completare il sistema difensivo arginale in sinistra idraulica del Fiume Tanaro nel tratto posto a valle dell'ex ponte della Cittadella, poiché attualmente lo sbocco del Rio Loreto nel Fiume Tanaro costituisce un pericoloso varco nei riguardi, in particolare, della piena del Tanaro stesso e dell'impossibile concomitante regolare deflusso del Rio Loreto.

Nella presente relazione, redatta ai sensi dell'Art. 31 del D.P.R. 554/99, vengono esposti i *calcoli delle strutture* previste in progetto e delle opere necessarie a garantirne la completa funzionalità, come:

- **l'edificio servizi**, preposto alla manovra ed al controllo sia delle paratoie di intercettazione, sia dell'impianto di sollevamento.
- **i muri di sponda e diaframmi**, a tenuta idraulica, con le difese esistenti e/o in progetto in altro appalto (*Completamento della messa in sicurezza del nodo idraulico di Alessandria – Lotto Tanaro*);
- le opere civili relative alla **chiavica** costituita dal manufatto chiavica, la stazione di sollevamento con vasche di carico e restituzione ed il canale di scarico;

Verranno anche analizzati, oltre a quelli connessi direttamente alle strutture (capacità portante delle fondazioni, calcolo dei cedimenti), altri aspetti geotecnici connessi al progetto in particolare:

- verifica di stabilità dei rilevati costituenti la strada a tergo i muri di raccordo;
- verifica di stabilità del rilevato in corrispondenza dell'edificio servizi.

Il software utilizzato per il calcolo e la verifica strutturale dei manufatti è Mastersap Top 2010 sp.4 della AMV srl di Ronchi dei Legionari (GO), [www.amv.it](http://www.amv.it), codice licenza 27416 (intestata a Studio Ar.Tec srl di cui l'ing.Trombi, collaboratore alla stesura del documento, è socio).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la se-

guente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito ([www.amv.it](http://www.amv.it)) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito [www.amv.it](http://www.amv.it).

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica, i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

## **2.      *NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI CALCOLO***

### **2.1      *Normativa***

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, G.U. n.105 8 maggio 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 s.m.i..
- D.M. 14/01/2008: “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- Delibera della Giunta della Regione Piemonte D.G.R. n. 11-13058 del 19 gennaio 2010, aggiornamento e adeguamento delle zone sismiche.

### **2.2      *Criteri di calcolo***

#### **2.2.1      *Criteri di calcolo strutture***

Le strutture ed il loro comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi “beam”, il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi “truss” oppure con elementi “beam” opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi “shell” a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, con-

sentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidezza flessionale e tagliente dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

### 2.2.1.1 Simbologia adottate da mastersap

#### Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili.

L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione  $t_0$  e l'istante finale di osservazione  $t_f$  (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante  $K$  e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove  $K$  è la matrice di rigidezza,  $U$  è il vettore delle deformazioni nodali,  $F$  è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

### Analisi dinamica modale

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a  $n$  gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale  $Z$  è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

▪ Travi, Pilastri, Setti e Travi di fondazione

Fra le informazioni di testa per le travi è anche segnalata la componente del peso proprio e il carico medio. Per i soli pilastri oltre al numero strutturale dell'asta è anche indicato l'eventuale numero di pilastrata.

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x, y, z. Vengono riportate, in ordine:

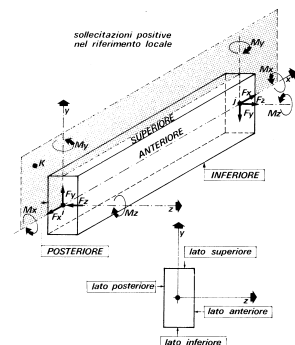
- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$  (F);  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$  ( $F \cdot m$ ).

Per le travi e le fondazioni viene applicata la regola della traslazione. In particolare il momento flettente viene incrementato, dove richiesto, del prodotto di  $F_y$  (o  $F_z$ ) con  $0.9 \cdot d$ , dove  $d$  è l'altezza utile corrispondente.

Per elementi trave di fondazione  $F_x$ ,  $F_z$ ,  $M_y$  sono generalmente nulli.

Le convenzioni adottate sui segni delle sollecitazioni sono (vedi figura):

- $F_x$  (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- $F_y$  (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- $F_z$  (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso negativo dell'asse loca-





le corrispondente;

- $M_x$  (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a  $x$  a sinistra dell'ascissa in esame;
- $M_y$  (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse  $z$ ;
- $M_z$  (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse  $y$ .

Compaiono poi nel tabulato gli ulteriori risultati:

- in sequenza, armatura posteriore, anteriore, inferiore, superiore ( $\text{cm}^2$ ); si noti che tali armature sono quelle totali. La sezione di due reggistaffe contribuisce in tutti quattro i valori di armatura; per i pilastri circolari viene determinata e stampata l'armatura totale distribuita uniformemente su tutta la circonferenza;
- campo (di rottura): rappresenta il campo di rottura determinato dalla procedura di verifica; nel caso delle travi, qualora sia stata deselezionata la verifica a sforzo normale, il campo di rottura viene sostituita dal rapporto  $x/d$ ;
- indice di resistenza a presso-tensoflessione ( $F_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente;
- indice di resistenza a taglio/torsione ( $F_y$ ,  $F_z$ ,  $M_x$ ) o indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle) per NTC 2008: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- Indice di resistenza a taglio/torsione ( $V$ ,  $M_x$ ): rappresenta l'indice di resistenza "taglio e torsione" per elementi che non necessitano di armatura trasversale.
- Indice di resistenza a scorrimento: compare solo nel caso di setti calcolati con l'Ordinanza 3431 e NTC 2008 e riporta l'indice di resistenza che si ricava dal rapporto fra la resistenza a scorrimento (vedi § 5.4.5.2 dell'Ordinanza e § 7.4.4.5.2.2 delle NTC/2008) e la sollecitazione di taglio.
- $aswta$ ,  $aswto$ : in  $\text{cm}^2/\text{m}$  rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante, rispettivamente, dall'effetto di taglio e torsione;
- passo staffe: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da  $aswta$  e  $aswto$  e dall'applicazione dei minimi di normativa.



- per i pilastri, nel caso NTC 2008, nelle colonne  $\alpha My$  e  $\alpha Mz$  vengono riportati i valori dei moltiplicatori delle sollecitazioni  $My$  ed  $Mz$  derivanti dal rispetto della gerarchia delle resistenze trave/pilastro.

Viene evidenziata, su una riga conclusiva apposita, l'involuppo delle armature in grado di resistere a tutte le situazioni. Per la sezione rettangolare viene riportata l'armatura aggiuntiva effettiva sui quattro lati, detraendo dall'armatura totale quella dei reggistaffe. Per la sezione circolare è invece sempre riportato il valore totale distribuito. Viene infine indicato il passo delle staffe calcolato o di normativa.

Alla fine del tabulato di progetto delle armature riguardante un'asta, se attivata l'opzione sulla combinazione dei carichi, la procedura propone uno specchietto che riepiloga nell'ordine:

- numero della combinazione di carico che dà luogo al momento massimo; tale sollecitazione può infatti derivare per effetto di una combinazione di carico spaziale di MasterSap (in questo caso viene riportato il relativo numero di combinazione o simbolo identificativo) o a causa della combinazione dei carichi permanenti e variabili o dell'eventuale momento di sicurezza (in questo secondo caso il contrassegno di combinazione è dato dal simbolo --);
- $xM_{max}$ ; ascissa dell'asta in cui si verifica il momento massimo positivo;
- $M_{max}$ ; valore del momento massimo positivo;
- $A_{inf}$ , D. inf agg.; armatura inferiore totale derivante dall'azione del momento massimo positivo, numero e diametro delle barre aggiuntive, come al solito, rispetto ai reggistaffe comunque presenti;
- $A_{sup}$ , D. sup agg.; valgono le stesse considerazioni di sopra, riferite all'armatura superiore;
- il rapporto  $x/d$  e l'indice di resistenza a flessione.

Nelle verifiche di esercizio per gli elementi vengono considerati i soli effetti del momento flettente  $Mz$ , ma per comodità dell'utente il tabulato riporta anche il valore delle altre sollecitazioni, incluse fra [ ] per significare che non entrano in gioco nella verifica. Per lo stesso motivo fra parentesi [ ] sono anche riportate le armature anteriori e posteriori.

- Apertura delle fessure  $w$  (mm): rappresenta l'ampiezza della fessura derivante dall'azione del momento flettente  $M_z$  all'ascissa indicata. La fessura si apre superiormente per  $M_z$  negativo, inferiormente per  $M_z$  positivo.

La freccia viene riportata nel prospetto specifico (che compare a fine trave) riguardante anche il momento massimo in campata.

Per i restanti tipi di elementi (pilastri e setti) viene effettuata la sola verifica delle tensioni di esercizio (non compaiono pertanto risultati sull'apertura delle fessure e sulla freccia). La sezione viene trattata a presso-tensoflessione, trascurando in questo caso l'eventuale contributo del calcestruzzo a trazione. Vengono ignorate agli effetti della verifica le sollecitazioni torcenti e di taglio, comunque riportate fra [ ] nei tabulati per memoria.

Se si verifica la necessità di armare a punzonamento le travi o le fondazioni viene determinata la sezione complessiva delle barre piegate, che andranno disposte parallelamente alle staffe della trave.

Vengono indicate:

- asta: numero dell'asta oggetto di verifica;
- ascissa  $x$  (cm): ascissa dell'asta;
- taglio: valore dell'azione di taglio complessiva agente al nodo;
- carico limite di punzonamento;
- coefficiente di sicurezza al punzonamento;
- armatura piegate a punzonamento ( $\text{cm}^2$ ), eventuale.

#### Considerazioni per l'analisi dinamica.

I risultati dinamici considerati sono quelli ottenuti per inviluppo, a seconda della modalità scelta. Si possono generare diverse combinazioni risultanti (sovrapposizione degli effetti statici e degli effetti dinamici) indicate nei tabulati con delle lettere.

Per quanto riguarda gli effetti dinamici si tenga presente che il segno degli inviluppi è sempre positivo e che le norme impongono che tali risultati siano considerati anche con segno opposto.

▪ Risultati gerarchia delle resistenze (NTC 2008)

La **stampa del taglio sismico** esegue la stampa dei risultati della specifica verifica a taglio prevista per travi e pilastri al fine del rispetto della gerarchia flessione/taglio prescritto al punto § 7.4.4.1 e 7.4.4.2 delle NTC/2008. Tale verifica, che dipende dalle armature effettivamente poste in opera, viene effettuata all'atto della creazione del disegno o di una sua modifica.

Tale stampa riporta:

- il taglio  $F_y/F_z$  riferito agli schemi aggiuntivi calcolati ed il loro involucro;
- l'armatura inferiore e superiore effettivamente disegnata ed individuata nel disegno al netto della lunghezza di ancoraggio;
- l'indice di resistenza a taglio: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- $asw_t$ : in  $\text{cm}^2/\text{m}$  rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante dall'effetto del taglio qui calcolato;
- passo: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da  $Asw_t$  qui calcolata;
- $M_{r.inf}$  e  $M_{r.sup}$ : rappresentano i momenti resistenti calcolati sulla base dell'armatura inferiore e superiore utilizzati nel calcolo del taglio negli schemi previsti.  $M_{r.inf}$  rappresenta il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è l'inferiore,  $M_{r.sup}$  è il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è la superiore.

▪ I risultati per elementi guscio

Il tabulato riporta:

- numero elemento in esame.;
- numero combinazione di carico;
- $N_{xx}$  (F),  $M_{xx}$  (F\*m),  $N_{yy}$  (F),  $M_{yy}$  (F\*m): sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente; le sollecitazioni con indice xx producono tensioni in direzione locale xx; analogamente per yy. Si tenga presente che gli sforzi normali sono positivi se di trazione, i momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori.

Successivamente vengono riportati gli esiti della verifica:

- $A_{xx\ inf}$ ,  $A_{xx\ sup}$ ,  $A_{yy\ inf}$ ,  $A_{yy\ sup}$  (cm<sup>2</sup>): le armature in direzione xx risultano dalla verifica a presso-tensoflessione effettuata sulla base di  $N_{xx}$  e  $M_{xx}$ ; analogamente per yy; le sollecitazioni sono calcolate per un tratto pari al passo;
- indici di resistenza per le verifica a pressoflessione, a taglio nel piano e a taglio fuori piano. Per il taglio nel piano si controlla che  $S_{xy} \leq f_{cd}/(f_{ck})^{1/2}$ ; l'indice di resistenza a taglio è il rapporto fra il primo e il secondo termine della disuguaglianza;
- il taglio fuori piano (chiamato  $V_z$ ), agente lungo l'asse locale z ortogonale all'elemento, viene perciò utilmente confrontato con il taglio limite  $V_{rd1}$  contemplato per sezioni sprovviste di armatura a taglio.

I risultati della verifica a punzonamento si riferiscono alla situazione più sfavorevole che determina il valore più elevato dell'azione di punzonamento.

Vengono riportati:

- forza di punzonamento (valore dell'azione di punzonamento agente al nodo);
- carico limite di punzonamento;
- se necessaria: armatura totale teorica nella 1<sup>a</sup> direzione locale (cm<sup>2</sup>), ovvero parallelamente all'asse locale y del pilastro;
- analogamente per la 2<sup>a</sup> direzione, parallela all'asse locale z.

### 2.2.1.2 Edificio servizi

Si è realizzato un modello tridimensionale completo dell'edificio comprendente anche le fondazioni. Il modello viene generalmente utilizzato per la verifica delle membrature bidimensionali (pareti in c.a. in fondazione) che monodimensionali in elevazione e fondazione (travi e pilastri in c.a.) e per la verifica sismica, utilizzando l'analisi dinamica modale, sia per le deformazioni che per le sollecitazioni.

In generale le geometrie utilizzate (interassi delle membrature e sezioni) coincidono con quelle reali dei corrispondenti elementi, i carichi applicati (come lineari uniformemente distribuiti lungo gli elementi monodimensionali) sono quelli dedotti dalla tabella di analisi dei carichi, mentre i pesi propri vengono sempre messi in conto

automaticamente dal programma; in particolare si sono considerati i solai in lastre in c.a. come piani infinitamente rigidi (anche nel modello di calcolo).

Per completezza si riportano in apposito allegato i tabulati di input (comprendenti geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), di output (spostamenti nodali, sollecitazioni, deformazioni relative ed armature minime) nonché lo schema del modello, della numerazione degli elementi e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali.

L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008).

L'azione statica è stata calcolata attraverso un'analisi statica lineare mentre l'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare dinamica modale.

Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 2.2.1.3 Chiavica

Si sono realizzati 4 modelli tridimensionali completi delle strutture costituenti la chiavica, comprendenti anche le fondazioni, in particolare:

- manufatto chiavica
- la stazione di sollevamento
- vasca di restituzione
- canale di scarico

Il modello viene generalmente utilizzato per la verifica delle membrane bidimensionali e per la verifica sismica, utilizzando l'analisi statica equivalente, sia per le deformazioni che per le sollecitazioni.

In generale le geometrie utilizzate (interassi delle membrane e sezioni) coincidono con quelle reali dei corrispondenti elementi, i carichi applicati (come pressioni applicate sugli elementi bidimensionali e puntuali sui nodi per i carichi stradali) sono quelli dedotti dalla tabella di analisi dei carichi, mentre i pesi propri vengono sempre messi in conto automaticamente dal programma.

Per completezza si riportano in apposito allegato i tabulati di input (comprendenti geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), di output (spostamenti nodali, sollecitazioni, deformazioni relative ed armature minime) nonché lo schema del

modello, della numerazione degli elementi e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali.

L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008).

L'azione statica è stata calcolata attraverso un'analisi statica lineare mentre l'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare statica equivalente.

Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 2.2.2 Criteri di calcolo cedimenti

La stima dei cedimenti è stata calcolata con riferimento alla seguente formulazione teorica:

- ✓ stima del cedimento per terreni incoerenti;
- ✓ stima del cedimento per terreni coesivi o comunque stratificati.

Il cedimento su terreni incoerenti può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

- $s_t$  = cedimento immediato e di consolidazione primaria (L)  
 $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico (FL<sup>-2</sup>)  
 $h_i$  = altezza dello strato i-esimo (L)  
 $n$  = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (Hc) (-)  
 $E'_i$  = modulo di Young drenato dello strato i-esimo (FL<sup>-2</sup>)  
 $\nu'$  = rapporto di Poisson = 0.3 (-)

Lo spessore della zona compressibile (Hc) viene stabilito considerando il fatto che a profondità tali per cui l'incremento delle tensioni verticali ( $\Delta\sigma_z$ ) o di quelle medie

$\left( \frac{\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{3} \right)$  risulti inferiore rispettivamente a  $(0.1-0.15) \cdot \sigma_{v0}'$  o a  $(0.05-0.15) \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}' + 2 \cdot \sigma_{h0}'}{3} \right)$  il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

La definizione del modulo di Young drenato ( $E'$ ) è possibile condurla sulla base dell'interpretazione di indagini in sito (prove penetrometriche statiche, prove SPT). Il decorso del cedimento nel tempo può essere considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera. I cedimenti di natura secondaria sono da ritenersi trascurabili.

Per la valutazione dei cedimenti in terreni costituiti prevalentemente da *materiali limosi/argillosi saturi e in terreni stratificati*, ovvero costituiti da materiali argillosi intercalati da lenti incoerenti, il calcolo viene sviluppato con riferimento ai seguenti aspetti principali:

- ✓ descrizione dei diversi tipi di cedimento (immediato, di consolidazione primaria, secondario);
- ✓ determinazione teorica dell'entità dei diversi tipi di cedimento;
- ✓ determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria.

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un deposito costituito da materiali argillosi saturi comporta un processo deformativo nel terreno che tradizionalmente può essere riassunto nei seguenti punti:

Data la bassa permeabilità ( $k$ ) del terreno, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali ( $\Delta u$ ); i materiali argillosi si deformano allora a volume costante ed il cedimento che ne consegue è indicato come cedimento immediato.

Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità dell'argilla e alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria ed il cedimento conseguente a tale processo è indicato come cedimento di consolidazione primaria.

Ultimato il processo di consolidazione primaria, anche quando le sovrappressioni nell'acqua risultano nulle, continuano a svilupparsi nel tempo assestamenti dovuti a fenomeni di natura plastico - viscosa che avvengono in condizioni drenate; il cedimento conseguente è noto come cedimento secondario.

Nell'ambito delle lenti sabbiose presenti nel deposito possono essere fatte due ipotesi:

- ✓ lenti continue;
- ✓ lenti discontinue.

Nel primo caso, data l'elevata permeabilità delle sabbie e la possibilità di sfogo delle sovrappressioni interstiziali, i cedimenti di consolidazione primaria e quelli immediati avvengono contemporaneamente.

Nel secondo caso, non trovando le sovrappressioni interstiziali alcuno sfogo se non attraverso i materiali argillosi circostanti, i materiali sabbiosi tendono a comportarsi come quelli argillosi.

I cedimenti di consolidazione secondaria nelle lenti sabbiose possono essere ritenuti trascurabili.

#### Cedimento immediato

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato in argille viene stimato con la seguente espressione:

$$s_i = \sum_1^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu_u (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_{ui}}$$

essendo:

$s_i$	=	cedimento immediato	(L)
$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$	=	tensioni indotte dal carico	(FL <sup>-2</sup> )
$h_i$	=	altezza dello strato i-esimo	(L)
$n$	=	numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ )	(-)
$E_{ui}$	=	modulo di Young non drenato dello strato i-esimo	(FL <sup>-2</sup> )
$\nu_u$	=	rapporto di Poisson = 0.5	(-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito secondo gli stessi criteri illustrati in precedenza.

#### Cedimento totale (immediato e di consolidazione primaria)

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato e di consolidazione primaria viene stimato con la seguente espressione:



$$s_t = \sum_1^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

- $s_t$  = cedimento immediato e di consolidazione primaria (L)  
 $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico (FL<sup>-2</sup>)  
 $h_i$  = altezza dello strato i-esimo (L)  
 $n$  = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_c$ ) (-)  
 $E'_i$  = modulo di Young drenato dello strato i-esimo (FL<sup>-2</sup>)  
 $\nu'$  = rapporto di Poisson = 0.3 (-)

Lo spessore della zona compressibile ( $H_c$ ) viene stabilito secondo gli stessi criteri illustrati in precedenza.

Per definizione il cedimento di consolidazione primaria è dato dalla differenza tra  $s_t$  e  $s_i$ .

### Cedimento secondario

Il cedimento secondario in argille è convenzionalmente calcolato facendo riferimento alla seguente equazione:

$$s_s = \sum_{i=1}^n \log\left(\frac{t}{t_{100,i}}\right) \cdot c_{\alpha i} \cdot h_i$$

essendo:

- $s_s$  = cedimento secondario (L)  
 $t$  = tempo generico a partire dall'applicazione del carico (T)  
 $t_{100,i}$  = tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria nello strato argilloso i-esimo, separato da altri strati argillosi o da lenti sabbiose continue (T)  
 $h_i$  = altezza dello strato argilloso i-esimo separato da altri strati argillosi o da lenti sabbiose continue (L)  
 $n$  = numero di strati argillosi separati tra loro da lenti sabbiose continue (-)

$c_{\alpha i}$  = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato  $i$ -esimo misurato da prove edometriche di laboratorio  
(-)

Nell'impiego della formula precedente sono implicite le seguenti ipotesi:

- ✓ monodimensionalità del problema;
- ✓ il cedimento secondario inizia dopo l'esaurimento del cedimento di consolidazione primaria;
- ✓ il valore di  $c_{\alpha}$  è costante durante l'evolversi del cedimento secondario;
- ✓ il valore di  $c_{\alpha}$  è indipendente dal valore dello spessore dello strato  $i$ -esimo  $h_i$ , anche se tale spessore influenza l'entità del  $t_{100}$ ;
- ✓ il valore di  $c_{\alpha}$  è indipendente dal rapporto  $\Delta\sigma_z/\sigma_{v0}'$ .

Nel caso di profili caratterizzati da più strati argillosi separati da lenti sabbiose non continue, il calcolo del cedimento secondario viene eseguito con riferimento ad ogni singolo strato riscontrato con il relativo coefficiente di consolidazione secondaria.

*In questo caso particolare del progetto del Nodo del rio Loreto considerando i carichi provenienti dalle sovrastrutture e le caratteristiche geomeccaniche delle unità presenti i cedimenti considerati saranno quelli al termine delle consolidazione primaria e di fatto i cedimenti secondari sono trascurabili.*

Ricordando che di fatto il controllo dei cedimenti è uno stato limite di esercizio che si riferisce al raggiungimento di valori critici di spostamento e rotazioni assoluti e/o relativi e distorsioni che possono compromettere la funzionalità dell'opera. Tale controllo è effettuato utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali.

### 2.2.3 Fondazioni superficiali

Nel caso progettuale esaminato i due stati limite di carattere geotecnico che sono di interesse progettuale sono i seguenti:

1. stato limite di collasso fondazione – terreno;

2. stato limite di collasso per scorrimento piano di posa.

Nel seguito si valutano i criteri generali per l'analisi degli stati limite di cui sopra.

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" al Par. 6.4.2.1 le fondazioni superficiali sono calcolate agli SLU secondo i seguenti approcci:

APPROCCIO 1

- Combinazione 1:  $(A1 + M1 + R1)$ ;
- Combinazione 2:  $(A2 + M2 + R2)$ .

APPROCCIO 2

- Combinazione:  $(A1 + M1 + R3)$ .

I coefficienti parziali sono riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I ( $R_i=1, 2, 3$ ) della stessa Norma.

Per le verifiche agli SLE si fa riferimento al Par. 6.4.2.2 della Norma.

Per quanto riguarda l'**APPROCCIO 1** nelle verifiche agli stati limite per il dimensionamento delle fondazioni (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti  $\gamma_r$  del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Nelle verifiche agli stati limite finalizzate al dimensionamento strutturale (STR) invece si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno e sulla resistenza globale del sistema sono unitari mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate. Nell'uso di questa combinazione le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Per quanto riguarda l'**APPROCCIO 2** invece si utilizza un'unica combinazione di carico (più penalizzante) sia per il calcolo strutturale di resistenza dell'elemento di fondazione sia per il calcolo geotecnico.

In questo caso particolare il calcolo è stato impostato in Approccio 2.

### 2.2.3.1 Collasso fondazione – terreno: capacità portante

Per determinare il valore della pressione limite di progetto si sono utilizzate le formulazione di Brinch - Hansen (si veda a tal proposito: J. Bowles *"Foundation Analysis and design"*, Ed. McGraw-Hill, 1988) relativamente alle condizioni di breve e lungo termine (in relazioni alle condizioni di permeabilità delle unità coesive):

#### CONDIZIONE DRENATA (LUNGO TERMINE)

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

$N_{\gamma}, N_c, N_q$  = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ );

$s_{\gamma}, s_c, s_q$  = fattori di forma, funzioni del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione,

$d_{\gamma}, d_c, d_q$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa, funzioni del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e la sua dimensione B,

$i_{\gamma}, i_c, i_q$  = coefficienti correttivi che tengono conto della presenza di una azione orizzontale T associata alla forza verticale N, per cui la risultante è inclinata.

$b_{\gamma}, b_c, b_q$  = fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata).

$g_{\gamma}, g_c, g_q$  = fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio).

B = larghezza della fondazione,

B' = larghezza ridotta della fondazione,

$\gamma'$  = peso di volume efficace del terreno,

q' = sovraccarico permanente di confinamento al livello del piano di posa della fondazione,

$c'$  = coesione.

### CONDIZIONE NON DRENATA (BREVE TERMINE)

La formula precedente si riduce a:

$$q_{lim} = C_u N_c s_c d_c + q$$

dove:

$N_c$  =  $(2 + \pi)$  fattore di capacità portante;

$s_c$  = fattore di forma, funzione del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione,

$d_c$  = fattore dipendente dalla profondità del piano di posa, funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e la sua dimensione B,

$q$  = pressione totale permanente di confinamento al livello del piano di posa della fondazione,

$C_u$  = coesione non drenata.

Nell'ottica degli stati limite si deve avere il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$R_d > E_d. \quad (1)$$

Dove:

- $R_d$ : è il valore della carico limite normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento della pressione limite nei terreni di fondazione;
- $E_d$ : componente della risultante delle forze in direzione al piano di posa.

In questo caso specifico la condizione maggiormente gravosa risulta essere quella che in riferimento alle condizioni di permeabilità delle unità litostratigrafiche è definita come condizione di lungo termine.

Cautelativamente è possibile utilizzare la formula generale senza i fattori correttivi funzione dei carichi e ossia:

$$q_{lim,d} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

L'espressione indicata precedentemente è da considerarsi approssimata per motivi di carattere generale, in quanto le tre componenti sono state calcolate

separatamente e con riferimento a superfici di scorrimento diverse tra di loro e perché non è lecito sovrapporre gli effetti.

Tuttavia poiché non si possiede una soluzione esatta che consideri correttamente la presenza contemporanea di tutti i fattori, e dato che la suddetta sovrapposizione porta a risultati cautelativi, si accetta di impiegare ai fini tecnici tale soluzione.

#### 2.2.3.2 Verifica a scorrimento

L'azione di progetto è data dalla componente della risultante della forza in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione mentre la resistenza di Progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Nella formulazione più semplice e a favore di sicurezza si ha da Mohr:

$$\tau = c' + \sigma'_v \operatorname{tg} \phi';$$

con la quale nelle condizioni di lungo e breve termine si può calcolare il valore della forza resistente per il soddisfacimento della disequazione (1) nell'ottica degli stati limite.

#### 2.2.4 Muri - diaframma

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" al Par. 6.5.3.1.2 le paratie sono calcolate agli SLU secondo le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1 + M1 + R1);
- Combinazione 2: (A2 + M2 + R1);

dove i coefficienti parziali sono riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I (R1=1) della stessa Norma.

Per le verifiche agli SLE si fa riferimento al Par. 6.5.3.2 della Norma.

In condizioni sismiche si fa riferimento al Par. 7.11.6.3 della Norma.

Si fa inoltre riferimento per le verifiche agli SLU e agli SLE al Cap. 4.1 della Norma, relativo alle costruzioni in calcestruzzo.

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di sostegno durante le varie fasi di lavoro (scavo, inserimento contrasti e riempimenti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto - plastica terreno-paratia.

Tra i possibili modelli di comportamento, è assai adatto alla rappresentazione analitica, ed alla successiva organizzazione nell'ambito di un programma di calcolo automatico, quello suggerito da M. Bertero e R. Lancellotta "Metodi di calcolo basati sul comportamento elasto - plastico del terreno-Torino 1979"; J. Balay - F. Harfouche *"Programme pour le calcul des soutènements par la methode des modules de reaction (Denebola)"*.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli ancoraggi.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente, con modulo di reazione  $E_s$ , sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Nella Figura 2.1 si mostrano le relazioni costitutive per il terreno e per gli elementi di ancoraggio. Si intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Nella valutazione delle spinte si può tener conto dell'attrito terreno-paratia, o della coesione di adesione; non si prendono in considerazione componenti di carico o di reazione verticali.

La relazione costitutiva è completa, cioè prevede cicli di carico e scarico, con variazioni dei parametri caratteristici, nel corso della esecuzione dell'opera.

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di ancoraggio consentendo, nei limiti della imperfetta conoscenza dei parametri, di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deforma-

zioni, e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

L'impiego di tale approccio richiede la conoscenza, oltre che degli usuali parametri di spinta, anche di alcuni parametri caratteristici di tipo geotecnico definiti di seguito.

In base ai parametri geotecnici delle varie unità stratigrafiche, in accordo al metodo di calcolo discusso in precedenza, si possono determinare:

- pressione attiva:

$$P_a = \sigma'_v \cdot k_a - c' \cdot k_{ac} \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove:

$$\sigma'_v = \text{tensione verticale efficace} \quad [F \cdot L^{-2}]$$

$$c' = \text{coesione} \quad [F \cdot L^{-2}]$$

$k_a, k_{ac}$  = coefficienti di spinta attiva valutati tenendo conto di un angolo di attrito terreno paratia  $\delta_a = (2/3)\phi'$ . I coefficienti  $k_a$  sono valutati in condizioni di deformazione piana. Il coefficiente  $k_{ac}$  (afferre ai termini coesivi) è valutato con l'espressione:  $k_{ac} = 2 \cdot (k_a)^{0.5}$ .

- pressioni orizzontali dovute ai carichi esterni:

$$P_q = q \cdot k_a \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove:

$q$  = carico verticale uniformemente distribuito

deve risultare:  $P_a + P_q \geq 0$ .

- differenze di pressioni idrostatiche:

$$P_h = (Z_{wt} - Z_{ws}) \cdot \gamma_w; \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove:

$Z_{wt}$  = quota falda a tergo della paratia,

$Z_{ws}$  = quota falda lato scavo,

$\gamma_w$  = peso specifico acqua  $\cong 10 \text{ kN/m}^3$ .

- pressione passiva:



$$P_p = \sigma'_v \cdot k_p + c' \cdot k_{pc} \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove:

$k_p, k_{pc}$  = coefficienti di spinta passiva valutati tenendo conto di un angolo di attrito terreno paratia  $\delta_p = \phi'/2 \leq 15^\circ$ .

I coefficienti  $k_p$  sono valutati in condizioni di deformazione piana tenendo conto di superfici di rottura curvilinee (vedasi Figura 2.2 tratta da Caquot e Kerisel "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" 1948 - NAVFAC DM 7.2 1971). Il coefficiente  $k_{pc}$  (affidente ai termini coesivi) è valutato con l'espressione:  $k_{pc} = 2 \cdot (k_p) 0.5$ .

- pressione a riposo:

$$P_0 = \sigma'_v \cdot k_0 \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove:  $k_0$  = coefficiente di spinta a riposo.

Gli effetti della sovraconsolidazione indotti dalle operazioni di scavo (se presenti) possono essere presi in considerazione facendo riferimento alla espressione seguente:

$$k_0(\text{post}) = k_0(\text{pre}) \cdot \text{OCR}^b$$

dove:

$\text{OCR} =$  (*Over Consolidation Ratio*) = rapporto fra le tensioni verticali efficaci prima e dopo lo scavo.

$b =$  esponente dipendente dal tipo di terreno.

- moduli di reazione orizzontali del terreno:

Si può fare riferimento alla relazione proposta da Janbu (1972)

$$E_s = m \cdot P_r \cdot (P_0 / P_r)^\alpha \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove:

$m =$  coefficiente dipendente dal tipo e compressibilità del terreno;

$P_0 =$  pressione a riposo;

$P_r =$  pressione di riferimento = 100 kPa;

$\alpha =$  esponente funzione del tipo di terreno.

### 2.2.5 Criteri di calcolo capacità portante verticale - diaframmi

Il calcolo di capacità portante per i diaframmi è stato condotto di fatto equiparando il diaframma ad un opportuno palo equivalente utilizzando i criteri dei pali trivellati per la valutazione della portata ammissibile, della portata laterale e della portata di base.

Il calcolo della capacità portante è stato eseguito con riferimento ai metodi correntemente in uso e ampiamente sperimentati (si veda in particolare "A.G.I. 1984, *Raccomandazioni sui pali di fondazione*").

Il calcolo è stato condotto secondo le NTC-08 considerando la Combinazione 2 dell'Approccio 1; riferibile alle verifiche geotecniche.

Combinazione 2: **A2 + M1 + R2** (nel testo delle Norme è contenuto erroneamente M2 al posto di M1 ma questo errore è stato corretto dal testo del 26/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni").

$$P_{ut} = (P_{tot} - W_p) / F.S.,$$

con:  $P_{tot}$  = portata limite ultima del palo,  
 $W_p$  = peso proprio del palo,  
 $F.S.$  = coefficiente di sicurezza, pari in questo caso a 1.4 secondo la nuova normativa che tiene in conto il numero delle indagini eseguite nel sito che permettono una completa caratterizzazione del luogo.

Il peso proprio del palo è stato fattorizzato per 1 in quanto per la combinazione A2 le azioni e l'effetto delle stesse devono essere moltiplicate per 1 (Tabella 6.2.I).

La portata limite ultima del palo ( $P_{tot}$ ) è data dalla somma:

$$P_{tot} = (P_l / FS_{laterale}) + (P_b / FS_{base}),$$

con:  $P_l$  = portata ultima per attrito laterale,  
 $P_b$  = portata ultima di base;  
 $FS_{lat.}$  = coefficiente di sicurezza, pari a 1.45 secondo la nuova normativa per compressione e 1.7 per quanto riguarda la trazione;

$FS_b$  = coefficiente di sicurezza, pari a 1.7 secondo la nuova normativa.

La portata ultima per attrito laterale si ottiene attraverso la seguente relazione:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot \sum_{i=1}^n (H_i \cdot \tau_{li})$$

con:  $n$  = numero degli strati interessati,  
 $H$  = spessore dello strato,  
 $\tau_l$  = adesione limite palo-terreno,  
 $D$  = diametro del palo.

I valori dell'adesione limite vengono a loro volta determinati:

- terreni coesivi:

a) metodo  $\alpha$

$$\tau_l = \alpha \cdot c_u \quad (\text{Tomlinson, 1957}),$$

con:  $c_u$  = coesione non drenata;  
 $\alpha$  = coefficiente empirico dipendente dal tipo di terreno, dal metodo di installazione del palo, dal materiale costituente il palo; per questo coefficiente si sono usate le indicazioni fornite dalle raccomandazioni AGI sui pali di fondazione.

- terreni incoerenti:

$$\tau_l = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta,$$

con:  $\sigma'_v$  = pressione verticale efficace,  
 $k$  = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra tensione normale e tensione verticale alla profondità  $z$ , assunto pari a 0.6,  
 $\delta$  = angolo d'attrito palo-terreno, assunto pari a  $\phi'$ , angolo d'attrito interno del terreno.

La portata ultima di base si ottiene da:

$$P_b = A_b \cdot q_p,$$

con:  $A_b$  = area di base del palo,  
 $q_p$  = portata unitaria ultima del terreno alla base del palo.

I valori della portata ultima del terreno alla base del palo vengono a loro volta determinati:

- terreni coesivi:

$$q_p = c_u \cdot N_c + \sigma_v$$

con:  $N_c$  = fattore di capacità portante adimensionale (si adotta generalmente  $N_c = 9$ ),

$\sigma_v$  = pressione verticale totale alla quota della base del palo.

### 2.2.6 Verifica stabilità dei rilevati

Per quanto riguarda la stabilità dei rilevati nell'ottica delle NTC -08 si deve far riferimento a quanto contenuto al punto Par.6.8.6 e quanto contenuto nella circolare esplicativa la punto C.6.8.6.2.

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" al Par. 6.4.2.1 le verifiche devono essere effettuate l'Approccio 1:

Combinazione 2: **(A2 + M2 + R2).**

dove i coefficienti parziali sono riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I ( $R2=1.1$ ) della stessa Norma.

Come osservazione si vuole evidenziare che i coefficienti A2 sono moltiplicativi delle azioni e i coefficienti M2 ed R2 sono rispettivamente riduttivi dei parametri di resistenza e della resistenza globale del sistema.

E' bene precisare che al peso dell'unità di volume della massa potenzialmente instabile deve essere applicato il coefficiente riportato nella colonna GEO della Tabella 2.6.I delle NTC-08 ( $\gamma_{G1} = 1.0$ ).

In generale nell'ottica degli stati limite si ha:

$$R_d = R_k / \gamma_d$$

dove:

$R_d$ : resistenza di progetto;

$R_k$ : resistenza caratteristica (parametri geotecnici caratteristici).

Ora considerando che il coefficiente  $\gamma_R$  deve essere applicato alla resistenza globale del sistema e siccome essa dipende di fatto dalla resistenza di progetto si ha che nel caso specifico delle verifiche di stabilità si abbia:

$$R_d = [(1/\gamma_R) * (R_k / \gamma_d)];$$

per cui ai valori caratteristici dei parametri geotecnici si possono applicare entrambi i coefficienti riduttivi.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite utilizzando un programma per le verifiche di stabilità globale denominato "STABL5", descritto nel seguito, in grado di generare, in modo casuale, superfici di scorrimento e determinarne il coefficiente di sicurezza.

Il programma denominato "STABL5" che consente la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità è stato redatto a cura di *J.R. Carpenter, School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, Indiana, 1986.*

Il programma costituisce un aggiornamento delle precedenti versioni denominate STABL (R.A. Siegel, 1975) e STABL4 (C.W. Lovell, S.S. Sharma, J.R. Carpenter, 1984) preparate nella stessa Università, e viene largamente utilizzato sia nella ricerca che in campo progettuale

In particolare STABL5 permette di tenere conto di terreni variamente stratificati, del regime delle pressioni interstiziali, della presenza di pressioni neutre diverse dalla idrostatica, di sollecitazioni sismiche per via statica equivalente, di tiranti di ancoraggio. Esso è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (safety factor, simbolo S.F.) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scivolamento e quella mobilitata dal moto incipiente dell'intera massa contenuta dalla superficie stessa.

Il programma effettua le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo i seguenti tre possibili criteri:

1. Bishop semplificato, con il quale il coefficiente di sicurezza viene ricercato con riferimento ad una condizione di equilibrio alla rotazione partendo da superfici di scorrimento a direttrice circolare;
2. Janbu semplificato, con il quale il coefficiente di sicurezza viene ricavato con riferimento ad una condizione di equilibrio alla traslazione partendo da superfici di scorrimento a direttrice qualsiasi;

3. Spencer, con il quale il coefficiente di sicurezza viene ricavato con riferimento contemporaneamente ad una condizione di equilibrio alla rotazione ed alla traslazione partendo da superfici di scorrimento a direttrice qualsiasi.

Il criterio di rottura adottato per il terreno è quello classico di Mohr-Coulomb.

Normalmente la valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un grande numero di superfici con un algoritmo pseudo – casuale, facendo alcune ipotesi semplificative circa la loro forma geometrica rispettando però, per quanto possibile, le condizioni reali nei riguardi delle sollecitazioni esterne, delle caratteristiche fisiche dei terreni, delle eventuali evidenze fisiche (nicchie di distacco ed accumuli al piede).

Nel caso specifico la verifica è stata eseguita per superfici circolari utilizzando il criterio di Bishop semplificato.

Per ogni tipologia di rilevato analizzata sono state eseguite le seguenti verifiche:

- verifica statica;
- verifica sismica.

In riferimento a quest'ultima si evidenzia che si è adottato il metodo *pseudo-statico*, ovvero, si è supposto che il sisma agisca sul pendio con un sistema di forze costanti in verso ed intensità per tutta la sua durata.

Il comportamento in condizioni sismiche dei rilevati (nonché dei fronti di scavo) può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali.

Considerato quanto espresso in precedenza si ha:

$$k_h = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g};$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} \cdot k_h;$$

dove:

$\beta$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, assunto pari a 0.20 secondo la Tabella 7.11.II delle NTC 2008.

Considerando che:

$$(a_{\max}/g) = (a_g/g) \cdot S_t \cdot S$$

dove nel caso specifico si ha.

$$\checkmark \quad S_s = 1.5 \text{ (terreno tipo C);}$$

$$\begin{aligned}\checkmark S_t &= 1.0 \text{ (superficie pianeggiante);} \\ \checkmark a_g/g &= 0.055 \text{ (stato limite salvaguardia della vita).}\end{aligned}$$

Si ottiene.

$$(a_{\max}/g) = 0.0827 \text{ (stato limite di salvaguardia della vita)}$$

da cui

$$k_h = 0.0165;$$

$$k_v = 0.0083.$$

### 2.2.7 Modellazione terreno struttura

Per il progetto strutturale della fondazione è stato utilizzato il modello più semplice esistente in letteratura geotecnica e ossia quello di *Winkler* (1867) poi ripreso da *Hetenyi* (1946) che caratterizza il terreno come un letto di molle tra loro indipendenti o meglio come un liquido di peso specifico  $k_w$  nel quale la fondazione galleggi e quindi definisce una relazione lineare tra cedimento in un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto appunto indipendentemente da altri carichi applicati in punti diversi.

Il coefficiente di reazione per definizione è il rapporto tra il carico e il cedimento.

In un terreno reale il cedimento dipende oltre che dai valori del carico e dalle proprietà del terreno anche dalle dimensioni della fondazione e dalla costituzione del sottosuolo.

Esso è evidente che non può essere considerato una proprietà del terreno.

L'uso del metodo di *Winkler* pertanto richiede un'attenta valutazione di un appropriato valore di  $k_w$  da adottare caso per caso in funzione di fattori quali il modello di sottosuolo e la dimensione e forma della fondazione.

L'approccio più razionale a questo problema consiste nel calcolare il cedimento della fondazione in progetto adottando il metodo più appropriato per la particolare situazione in esame e quindi facendo uso di tutte le informazioni acquisite attraverso le indagini geotecniche in sito e/o in laboratorio e nel valutare  $k_w$  come rapporto tra il carico medio  $q$  ed il cedimento  $\eta$ .

Così operando si tiene conto al meglio di tutti i fattori significativi (che sono forma e dimensioni della fondazione, carichi agenti, costituzione del sottosuolo, natura e caratteristiche dei terreni di fondazione).

Il valore della costante di *Winkler* è quindi stato determinato dividendo la pressione derivante dalla condizione di QUASI PERMANENTI (considerata nel calcolo) per il cedimento derivante dalla stessa.

Pertanto l'espressione della costante di *Winkler*,  $k_w$ , è la seguente:

$$k_w = \frac{q}{\eta};$$

Le strutture interessate dalla modellazione dell'interazione terreno – struttura sono elencate nel seguito:

- 1.edificio servizi;
- 2.manufatto chiavica;
- 3.opera di presa.

Di questi, l'edificio servizi ha le fondazioni che interessano il terreno di tipo C e quindi la costante di *Winkler* verrà determinata per esso e, cautelativamente estesa anche alle altre opere che hanno le fondazioni impostate ad una quota più profonda interessanti terreno tipo B.



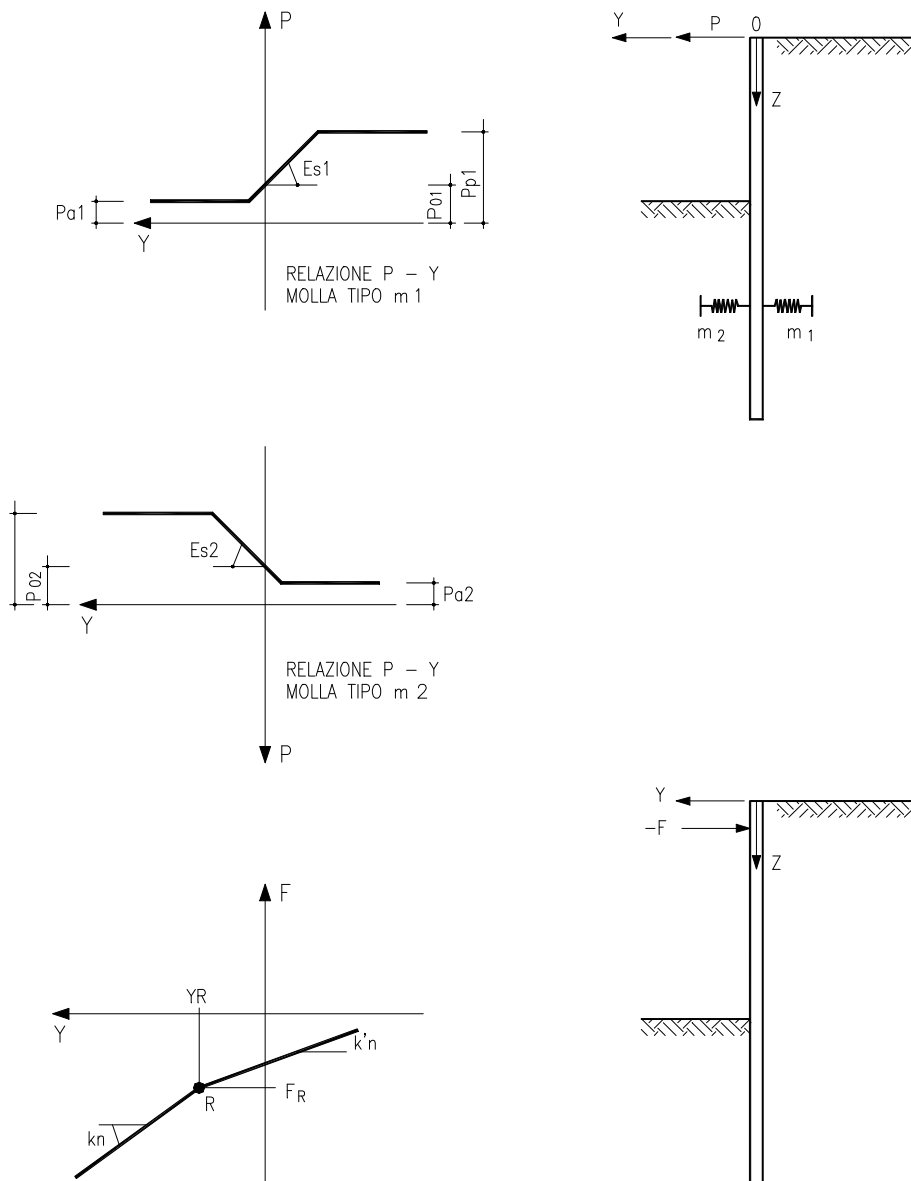


Figura 2.1: relazioni costitutive terreno e contrasti

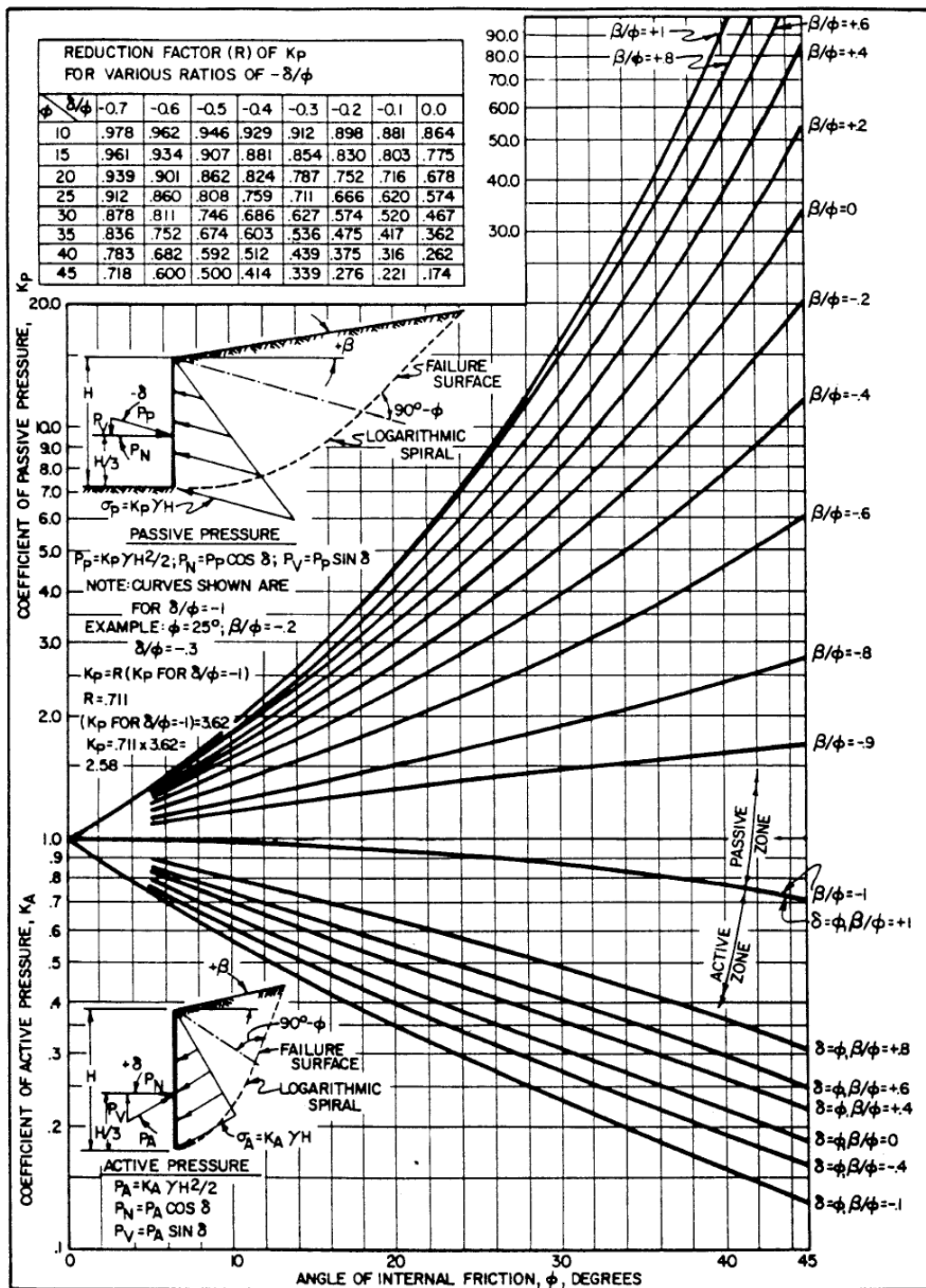


Figura 2.2: parametri di spinta passiva e attiva

### 3. CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI

#### 3.1 Materiali da costruzione

##### 3.1.1 Calcestruzzo strutturale

La normativa di riferimento utilizzata nella definizione delle resistenze dei materiali e nella scelta dei diagrammi sforzi – deformazioni è il D.M. 14.01.2008 (di seguito abbreviato come NTC 2008).

In particolare, nelle verifiche allo stato limite ultimo, per il calcestruzzo è stato utilizzato un diagramma sforzi – deformazioni del tipo parabola – rettangolo (Figura 3.1) come definito nella normativa di riferimento in cui  $\alpha_{cc}=0.85$ .

##### 4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  ed alla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .

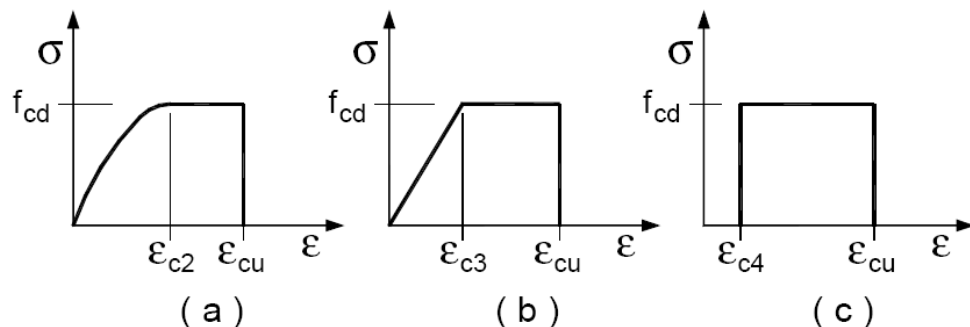


Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\%\end{aligned}$$

Figura 3.1: Diagrammi sforzi – deformazioni del calcestruzzo NTC 2008.

Nelle verifiche dello stato limite di esercizio si è adottato un diagramma sforzi - deformazioni di tipo lineare.

- Di seguito si riportano le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo considerato per il calcolo dei **muri di sostegno** e della **chiavica**:

Peso specifico calcestruzzo armato	25.0 kN/m <sup>3</sup> = 2.5 t/m <sup>3</sup>
Resistenza a compressione cubica caratteristica $R_{ck}$	35 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica $f_{ck}$	28 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media $f_{cm}$	36 MPa
Resistenza a compressione cilindrica di design $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	15.87 MPa
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo $\gamma_c$	1.5
Resistenza a trazione semplice $f_{ctm}$	2.77 MPa
Resistenza a trazione caratteristica $f_{ctk}$	1.94 Mpa
Resistenza a trazione di design $f_{ctd}$	1.29 MPa
Modulo di elasticità $E_{cm}$	32 308 MPa
Per quanto concerne i requisiti prestazionali si fa riferimento alle UNI 11104 del 1 marzo 2004:	
Copriferro minimo	5.0 cm
Classe di esposizione	XA1 "Ambiente chimico debolmente aggressivo"
Diametro max inerti	25 mm
Rapporto max a/c	0.55
Contenuto minimo cemento	320 Kg/mc
Consistenza	S4

- Di seguito si riportano le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo considerato per il calcolo dell'**edificio servizi**:

Peso specifico calcestruzzo armato	25.0 kN/m <sup>3</sup> = 2.5 t/m <sup>3</sup>
Resistenza a compressione cubica caratteristica $R_{ck}$	35 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica $f_{ck}$	28 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media $f_{cm}$	36 MPa
Resistenza a compressione cilindrica di design $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	15.87 MPa
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo $\gamma_c$	1.5
Resistenza a trazione semplice $f_{ctm}$	2.77 MPa
Resistenza a trazione caratteristica $f_{ctk}$	1.94 Mpa
Resistenza a trazione di design $f_{ctd}$	1.29 MPa

Modulo di elasticità $E_{cm}$	32 308 MPa
Per quanto concerne i requisiti prestazionali si fa riferimento alle UNI 11104 del 1 marzo 2004:	
Copriferro minimo	3.0 cm
Classe di esposizione fondazioni	XC2 "Ambiente non aggressivo"
Diametro max inerti	25 mm
Rapporto max a/c	0.60
Contenuto minimo cemento	320 Kg/mc
Consistenza	S4
Classe di esposizione elevazioni	XC1
Diametro max inerti	25 mm
Rapporto max a/c	0.65
Contenuto minimo cemento	320 Kg/mc
Consistenza	S4

- Di seguito si riportano le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo considerato per il calcolo dei **diaframmi**:

Peso specifico calcestruzzo armato	25.0 kN/m <sup>3</sup> = 2.5 t/m <sup>3</sup>
Resistenza a compressione cubica caratteristica $R_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica $f_{ck}$	25 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media $f_{cm}$	33 MPa
Resistenza a compressione cilindrica di design $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	14.17 MPa
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo $\gamma_c$	1.5
Resistenza a trazione semplice $f_{ctm}$	2.56 MPa
Modulo di elasticità $E_{cm}$	31 476 MPa

Per quanto concerne i requisiti prestazionali si fa riferimento alle UNI 11104 del 1 marzo 2004:

Copriferro minimo	5.0 cm
Classe di esposizione fondazioni	XC2 "Ambiente non aggressivo"
Diametro max inerti	25 mm

Rapporto max a/c	0.60
Contenuto minimo cemento	300 Kg/mc
Consistenza	S4

### 3.1.2 Armatura acciaio ordinario tipo B450C

L'acciaio, nelle verifiche a stato limite ultimo, è caratterizzato da un diagramma sforzi deformazioni elastico – perfettamente plastico con deformazione limite indefinita, a differenza delle precedenti normative dove la deformazione limite era posta pari a 1.0%.

#### 4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo  $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$  ( $\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

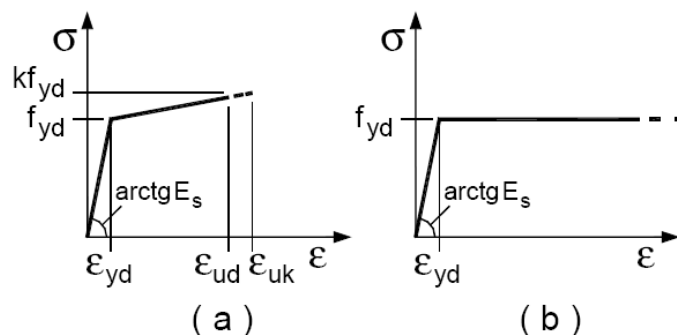


Figura 4.1.2– Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

Figura 3.2: Diagramma sforzi – deformazioni dell'acciaio NTC 2008

Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk}$	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura $f_{tk}$	540 MPa
Tensione di design a snervamento $f_{yd}$	391 MPa
Modulo di elasticità $E_s$	210 000 MPa
Nelle verifiche dello stato limite di esercizio, invece, si è adottato un diagramma sforzi - deformazioni lineare.	

## 3.2 **Caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti in situ e utilizzati da costruzione**

### 3.2.1 *Premessa*

Per quanto riguarda la caratterizzazione litostratigrafica dei terreni si è fatto riferimento alle analisi svolte dallo studio ENGEO S.r.l. avente sede in Parma.

Inoltre è stata esaminata la *Relazione geologica e geotecnica - nodo idraulico di Alessandria. Modello fisico e progettazione delle opere necessarie per la messa in sicurezza di Alessandria* a firma della dott.essa Annamaria Belardi per conto dell'ufficio operativo AIPO di Alessandria (nel seguito per comodità denominato Studio AIPO).

Nella quale si sono definite le condizioni litostratigrafiche, geomorfologiche, geoidrologiche e geotecniche dei luoghi su cui si svilupperanno gli interventi progettati, in particolare (di interesse per il presente progetto):

- si sono analizzati le caratteristiche fisico - meccaniche dei terreni che saranno utilizzati per i ringrossi e nuovi corpi arginali.

### 3.2.2 *Studio ENGEO – evidenze emerse*

E' stata eseguita una campagna di indagine nell'anno 2010 costituita da:

- n.8 prove penetrometriche meccaniche con penetrometro da 100 kN tipo Gouda eseguite da INTERGEO srl di Modena (lunghezza compresa tra i 3.00 m e gli 11.00 m);
- uno stendimento sismico tipo MASW atto a determinare la velocità delle onde s nel sottosuolo eseguito da Geo – Xpert di Vignola (Mo).

Sono state inoltre recuperate altre indagini eseguite nell'area o nelle immediate vicinanze esse sono:

- ✓ sondaggio S2 – 2003: eseguito in corrispondenza della spalla del ponte della tangenziale (lunghezza 55.00 m);
- ✓ sondaggio S2 – 2010: eseguito dall'AIPO per il progetto di risistemazione arginale previsto anch'esso all'interno del progetto del nodo di Alessandria (lunghezza 30.00 m);

- ✓ sondaggi 1125, 1126: eseguiti dalla regione Piemonte (lunghezze 20.00 m);
- ✓ prova penetrometrica CPT1 – 2010 eseguito dall'AIPO per il progetto di risistemazione arginale previsto anch'esso all'interno del progetto del nodo di Alessandria.

La totalità delle indagini eseguite durante la campagna di indagine 2010 e considerate sono indicate nella planimetria (non in scala) di Figura 3.3 e in allegato alla relazione di Engeo Srl a cui si rimanda.

Le evidenze emerse dalla totalità dei risultati delle indagini sono riassunte sinteticamente nel seguito:

1. il primo sottosuolo su tutta l'area interessata dal progetto è caratterizzata dalla presenza di materiale di riporto che presenta resistenza non scadente ( $q_c > 1.2$  MPa) con caratteristiche argilloso/limoso – sabbioso;
2. al di sotto di tale spessore e per le profondità interessate dal progetto si ritrova un terreno dalle caratteristiche ghiaioso in matrice sabbiosa con caratteristiche fisico – meccaniche che migliorano con la profondità.

Il riporto presenta spessori variabili su tutto l'areale ma è compreso entro i 2.0÷6.5 m da piano campagna con gli spessori maggiori in corrispondenza del settore più prossimo al fiume Tanaro in sinistra idraulica del Rio Loreto mentre in quello più occidentale essi sono compresi entro i due metri.

Da quanto riportato nel Documento EnGeo, si ricava quanto segue:

- i terreni più superficiali appartengono alla categoria C *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m"*;
- quelli più profondi alla categoria B *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti"*.

In sintesi:

- ✓ per le strutture che presentano un piano di imposta delle fondazioni fino a 2 m di profondità da p.c. i terreni d'imposta appartengono alla categoria C;
- ✓ per le strutture che presentano un piano di imposta delle fondazioni maggiore di 2 m di profondità da p.c. i terreni d'imposta appartengono alla categoria B.



Per quanto riguarda il rischio di liquefazione per i terreni incoerenti presenti esso, come si evince dal documento EnGeo srl non sussiste.

### 3.2.3 Studio AIPO – evidenze emerse

Per il presente progetto si è analizzato quanto contenuto nel paragrafo 3.2 Caratterizzazione geotecnica dei materiali da costruzione riferito di fatto ai materiali con cui verranno realizzati i nuovi rilevati e il rialzo degli esistenti.

Dall'analisi di tale paragrafo si evince che le esigenze progettuali di realizzare un intervento di ricalibratura dell'alveo dal P.te Cittadella fino a valle del P.te "Forlani-Orti" al fine di aumentare la sezione utile di deflusso tramite allargamento in sponda destra dell'alveo inciso mediante scavo a sezione composta in golenale antistante il quartiere degli Orti, hanno orientato la scelta di utilizzare la parte di materiali risultati dalle operazioni di scavo dell'area golenale oggetto di ricalibratura. Al fine, pertanto, di valutare le caratteristiche del suddetto materiale sono stati eseguiti, mediante affidamento all'impresa "Geotecnica Veneta srl", una serie di indagini geognostiche di tipo diretto (vedasi Figura 3.4), in particolare: sono stati effettuati n.10 sondaggi stratigrafici superficiali eseguiti mediante trivella spinti fino alla profondità di 4 m dal piano campagna; durante l'esecuzione dei suddetti carotaggi sono stati prelevati n.20 campioni rimaneggiati a profondità variabile tra 0,00÷0,50 m e tra 3,50÷4,00 m dal piano campagna.

Su tutti i campioni prelevati sono state eseguite delle prove di classificazione in laboratorio, ai sensi della classificazione stradale H.R.B. – AASHTO/CNR-UNI 10006. Le esigenze progettuali si legge, hanno comunque orientato la scelta di utilizzare il materiale ricavabile dai primi cinque punti di sondaggio, in quanto ubicati all'interno e in prossimità dell'area di ricalibratura, così come riportato in Figura 3.4.

La classificazione geotecnica dei terreni si è basata sulle seguenti prove di laboratorio:

#### Granulometria

L'analisi delle curve granulometriche, ottenute su tutti i campioni prelevati dai primi cinque punti di sondaggio, in quanto ubicati all'interno dell'area di ricalibratura, ha evidenziato come la frazione sabbiosa è da considerarsi prevalente solo nei campioni B/TR2, B/TR4 e B/TR5 presentando valori variabili dal 37% al 78%, rispetto alla frazione fine, che presenta valori variabili dal 14% al 21% sul peso totale, mentre su tutti gli altri campioni la frazione fine è notevolmente prevalente, con valori variabili dal 68% al 43%.

### Caratteristiche Plastiche

Le caratteristiche plastiche dei terreni sono definite dai Limiti di Atterberg e costituiscono un elemento fondamentale nella valutazione del comportamento geotecnico dei materiali impiegati per la realizzazione dei rilevati. Viste le caratteristiche granulometriche dei campioni, si è riusciti a determinare i Limiti di Atterberg solo su quattro dei campioni prelevati nei n. 5 punti di sondaggio, che hanno presentato valori del Limite Liquido compresi tra il 24% e 37%, quindi minore del valore di 50% che rappresenta il limite tra i limi e le argille di bassa e alta plasticità. Anche i valori del Limite di Plasticità appaiono poco dispersi essendo compresi tra l'15% e il 24%.

Solo sul campione A/TR5 i limiti determinati hanno permesso di ascrivere il campione alla classe A6 (Argille poco compressibili).

### Classificazione geotecnica dei terreni

Per la definizione dei vari tipi di terre si è fatto riferimento alla classificazione geotecnica dei terreni secondo la CNR – UNI 10006. In funzione della classificazione suddetta i campioni analizzati sono risultati appartenere ai seguenti materiali: CLASSE A4 (limi poco compressibili). In quanto il passante al setaccio 0,075 mm è > del 35% e l'Indice di gruppo è ≠ dallo 0.

Per completezza nella tabella seguente si riporta una sintesi dei risultati delle prove di laboratorio eseguite:

Tabella 3.1: studio AIPO – sintesi prove di laboratorio

COMMITTENTE: AIPO						CANTIERE: Fiume Tanaro (AL)													
PRATICA n°:		10/040		n° doc.: 10/040-Tab-1						rev. 0 del: 16/07/10		Valori interpretativi non determinati sperimentalmente							
Sond. n°	Camp. n°	Profondità: m	Ghiaia %	Sabbia %	Limo-Argilla %	G <sub>s</sub>	Y <sub>n</sub> kN/m³	W <sub>n</sub> %	W <sub>L</sub> %	W <sub>p</sub> %	I <sub>p</sub>	Classificazione CNR UNI 10006		C <sub>c</sub>	C <sub>v</sub> m²/s	U.U. Cu kPa	C.U. φ' °, c' kPa	C.D. φ' °, c' kPa	T.D. φ' °
TR1	A	0.00 - 0.50	5	52	43			14.3			n.p.	A4							
	B	3.50 - 4.00	5	36	59			16.7	24	15	9	A4							
TR2	A	0.00 - 0.50		49	51			12.5			n.p.	A4							
	B	3.50 - 4.00	1	78	21			4.7			n.p.	A2 - 4							
TR4	A	0.00 - 0.50	1	37	62			12.5	28	16	12	A6							
	B	3.50 - 4.00	18	66	16			2.3			n.p.	A2 - 4							
TR5	A	0.00 - 0.50		32	68			14.1	37	24	13	A6							
	B	3.50 - 4.00	49	37	14			2.8	32	13	19	A2 - 4							
TR6	A	0.00 - 0.50		23	77			16.4	33	24	9	A2 - 4							
	B	3.50 - 4.00		43	57			7.8			n.p.	A4							
TR8	A	0.00 - 0.50		31	69			7.6	25	10	15	A6							
	B	3.80 - 4.00		50	50			13.4			n.p.	A4							
TR10	A	0.00 - 0.50		26	74			9.6	32	19	13	A6							
	B	3.50 - 4.00		54	45			11.7			n.p.	A4							
Sperimentatore Dott. Geol. Marco Zabeo														Direttore del Laboratorio Dott. Geol. Diego Morillaro					
mod. Tab. (rev. 2 del 01/03)																			

Sperimentatore  
Dott. Geol. Marco Zabeo

mod. Tab. (rev. 2 del 01/09)

Direttore del Laboratorio  
Dott. Geol. Diego Morillaro

Per ogni esigenza di maggiore e specifico dettaglio relativamente ai certificati prodotti in laboratorio si rimanda agli allegati fuori testo prodotti dalla Ditta GEOTECNICA VENETA s.r.l. .

### 3.2.4 Caratterizzazione geomeccanica terreni in situ

La caratterizzazione geotecnica del terreno si è basata sui risultati della totalità delle indagini in situ e sull'esperienza degli scriventi su terreni dalle medesime caratteristiche.

Per la caratterizzazione dei terreni coesivi e incoerenti presenti si è fatto uso dei dati delle prove statiche con penetrometro CPT fino alla profondità massima da loro investigata. Per la caratterizzazione dei terreni incoerenti presenti si sono utilizzati i risultati delle prove SPT eseguite all'interno dei sondaggi.

Nel seguito, per le unità stratigrafiche individuate, (riporto e unità ghiaiosa/sabbiosa) si riportano le caratteristiche geomeccaniche necessarie per i calcoli eseguiti.

Tabella 3.2: Rio Loreto – terreno in situ – caratterizzazione geomeccanica

Unità	Parametri geotecnici					DESCRIZIONE
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$E'$ [MPa]	
2	19.0	26	8	60	12	RIPORTO ANTROPICO
3	19.0	34	---	---	40	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

### 3.2.5 Caratterizzazione geomeccanica terreni da costruzione - rilevati

Per la caratterizzazione dei terreni da costruzione si sono considerate le risultanze dello studio AIPO.

Nella tabella seguente si riportano i parametri geomeccanici principali.

Tabella 3.3: Rio Loreto – terreno da costruzione rilevati – caratterizzazione geomeccanica

Unità	Parametri geotecnici					DESCRIZIONE
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$E'$ [MPa]	
1	18.0	34	---	---	25	RILEVATO



Figura 3.3: studio Engeo srl Rio Loreto – indagini

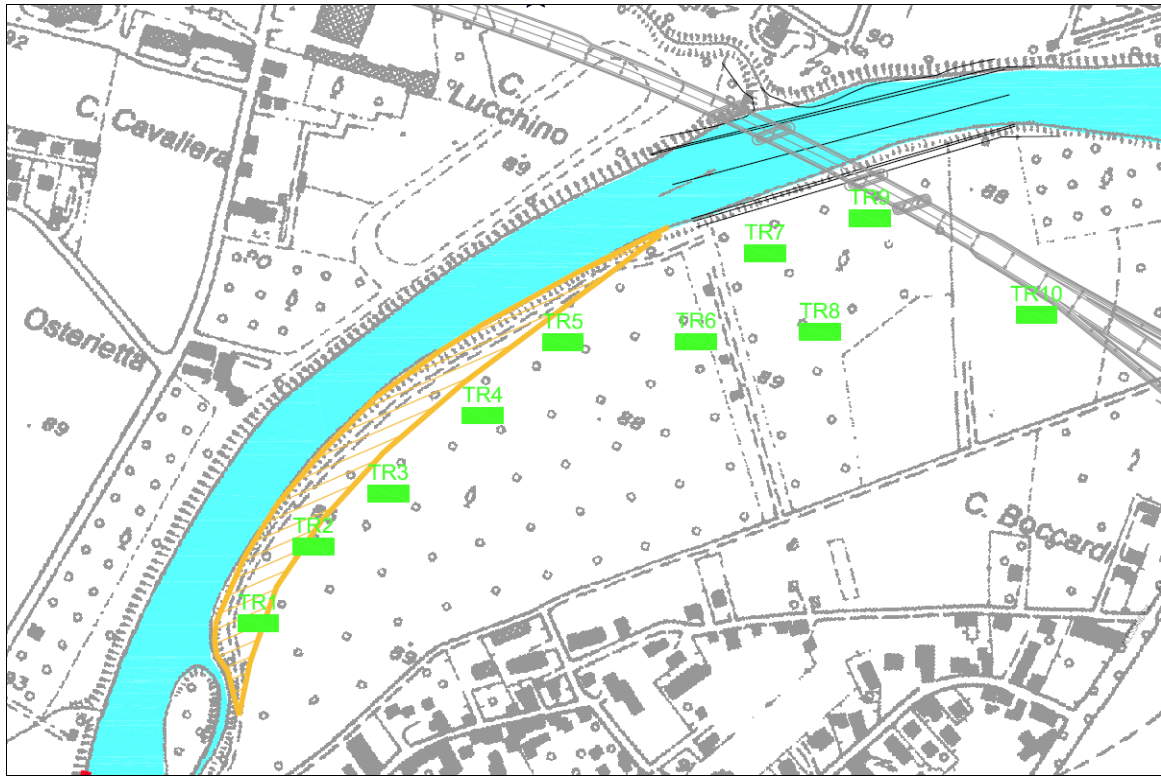
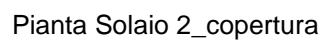


Figura 3.4: studio AIPO ubicazione sondaggi superficiali zona golenale destra F. Tanaro rione Orti di Alessandria







Lineare



Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

#### NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	475 anni
Localita'	Via dei preti, alessandria
ag/g	0.056
F0	2.57
Tc	0.28
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

#### STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	3
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	$q_{0X} = 3.3$ $q_{0Y} = 3.3$ $K_d = 0.8$ $K_r = 1$
Duttilita'	Bassa Duttilita'

#### PARAMETRI SISMICI

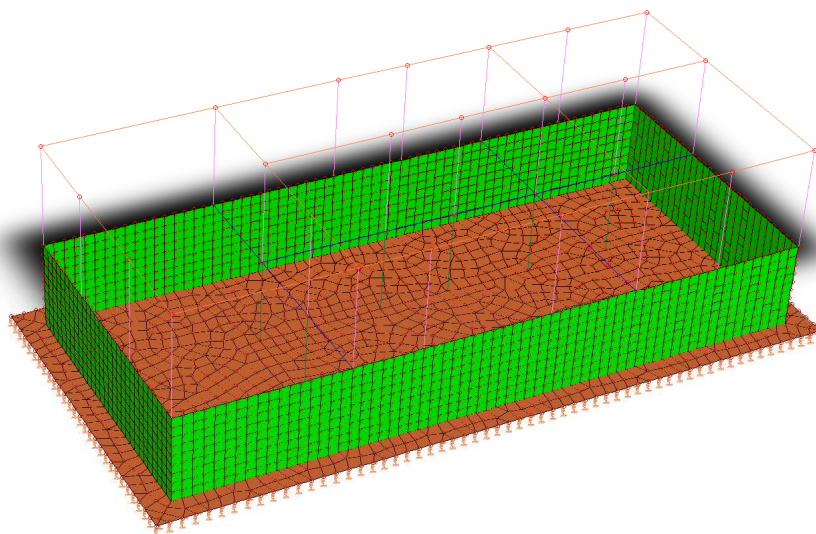
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
$\lambda$	0.3
$\mu$	0.3

#### STATO LIMITE DI DANNO

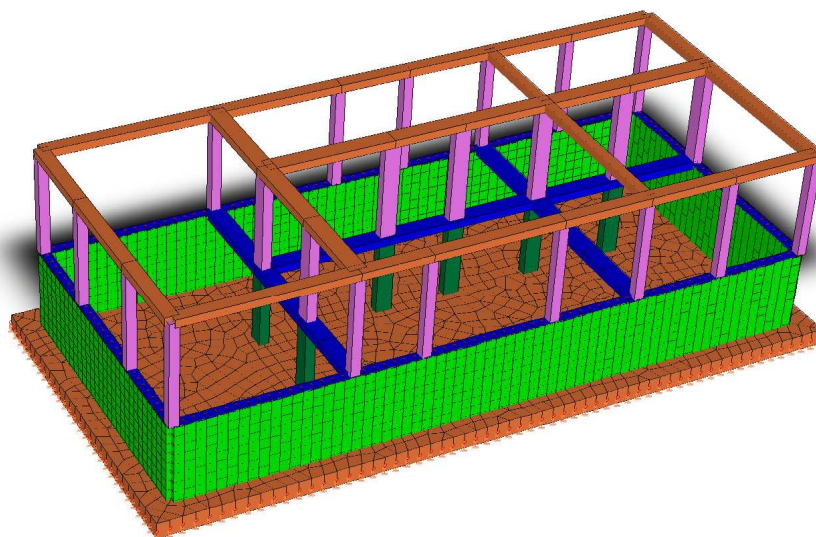
Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	3

#### PARAMETRI SISMICI

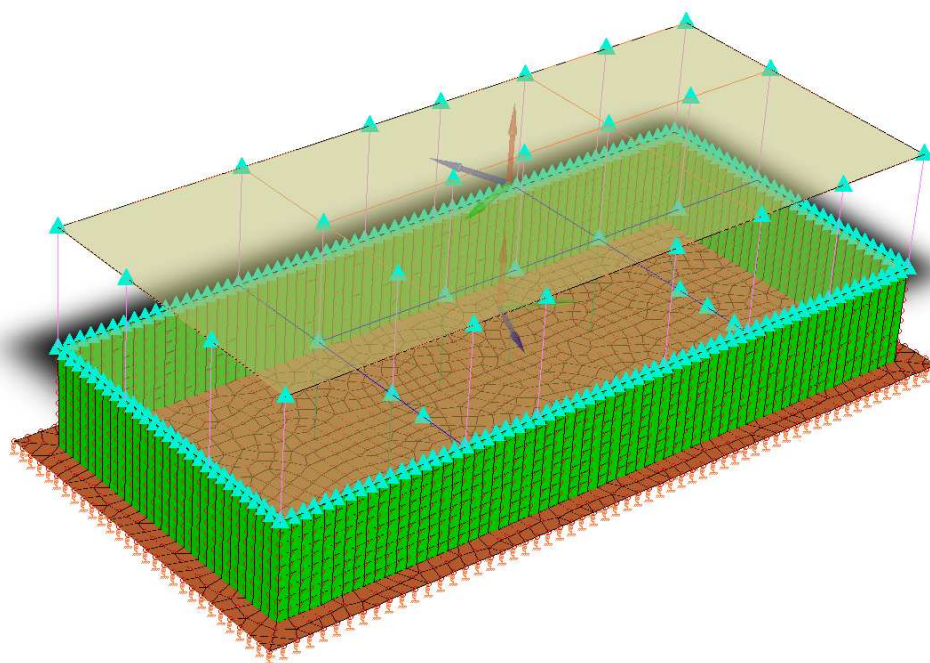
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
$\lambda$	0.3
$\mu$	0.3



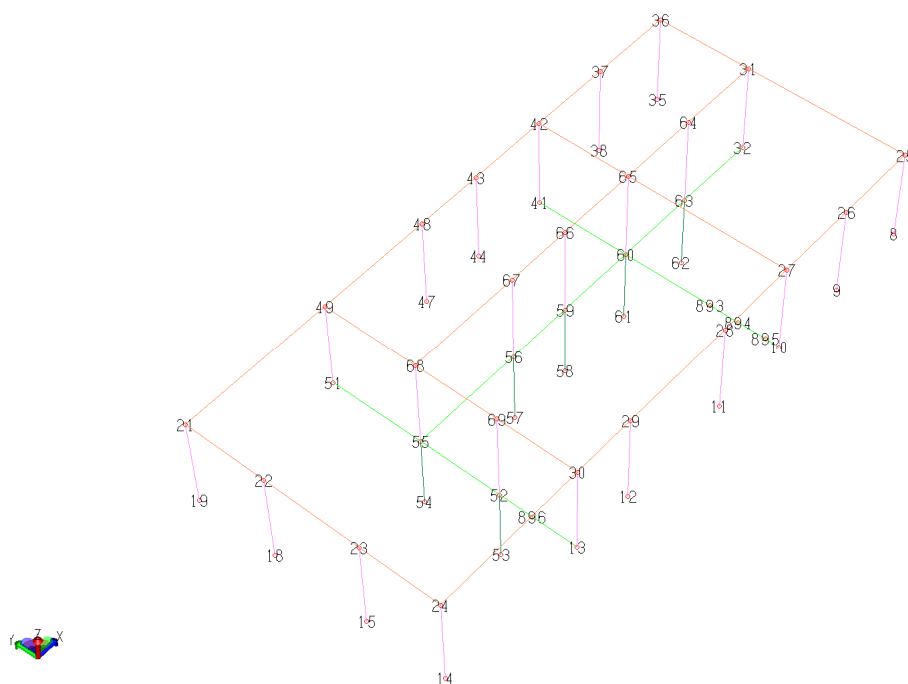
Modello unifilare



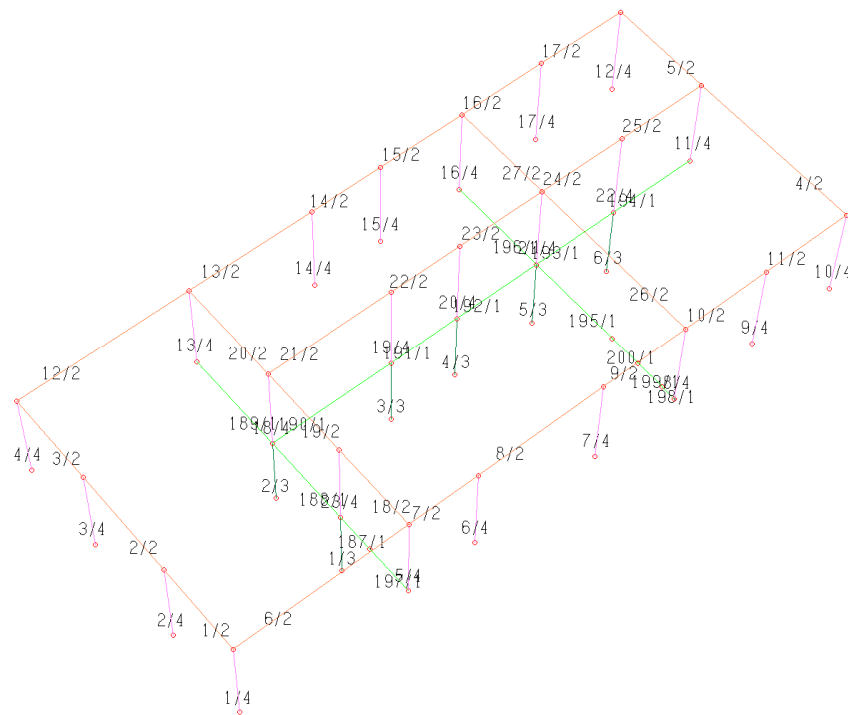
Modello solido



Piani rigidi



Nodi principali

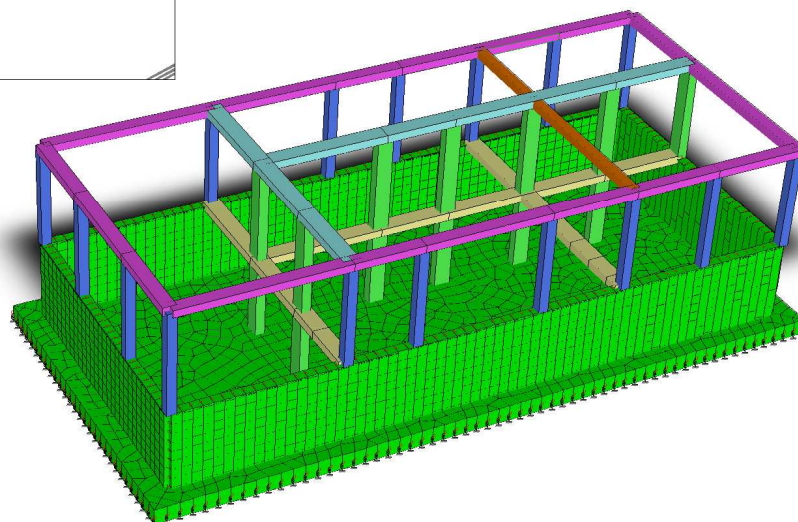


Elementi principali

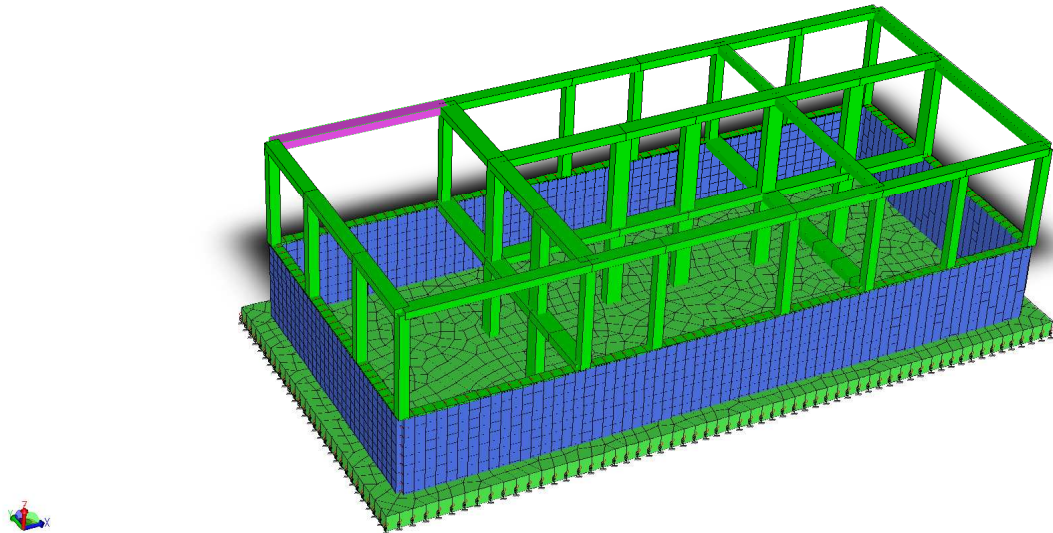
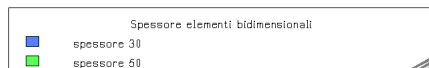
#### 4.1.2 Caratteristiche geometriche

##### Sezioni utilizzate nel modello strutturale

Sezioni	
1	Rp B=30 H=30
2	Rp B=30 H=50
3	Rp B=50 H=25
5	Rp B=50 H=24
6	Rp B=30 H=24
8	Rp B=40 H=24



Sezioni elementi trave



Spessori elementi piastra

#### SEZIONI RETTANGOLARI

Codice	Base	H
1	30.000	30.000
2	30.000	50.000
3	50.000	25.000
4	30.000	25.000
5	50.000	24.000
6	30.000	24.000
8	40.000	24.000

#### Lista Materiali Utilizzati

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
2	Calcestruzzo C28/35 (Rck 350)	+3.20e+005	0.120	0.00250	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	senza p.p. Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.10e+004	0.120	0.00000	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

#### Gruppi della struttura

##### ELEMENTO FINITO: TRAVE

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Travi 1 solaio	
2	Travi Copertura	

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
3	Pilastrì Interrato	
4	Pilastrì Piano Terra	

**ELEMENTO FINITO: PIASTRA**

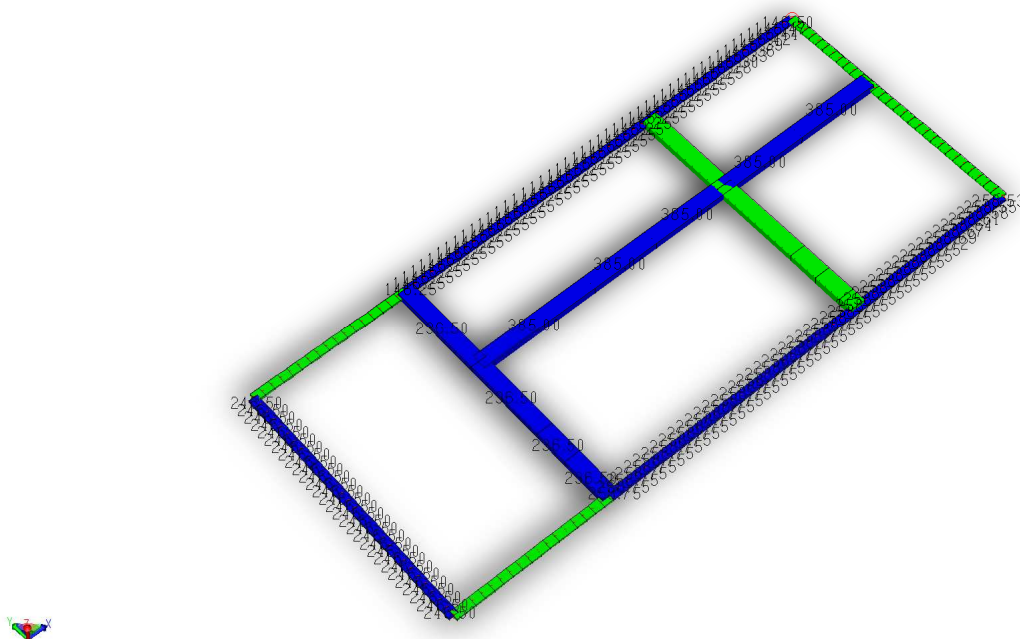
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Interrato	
2	Platea	

**ELEMENTO FINITO: VINCOLO**

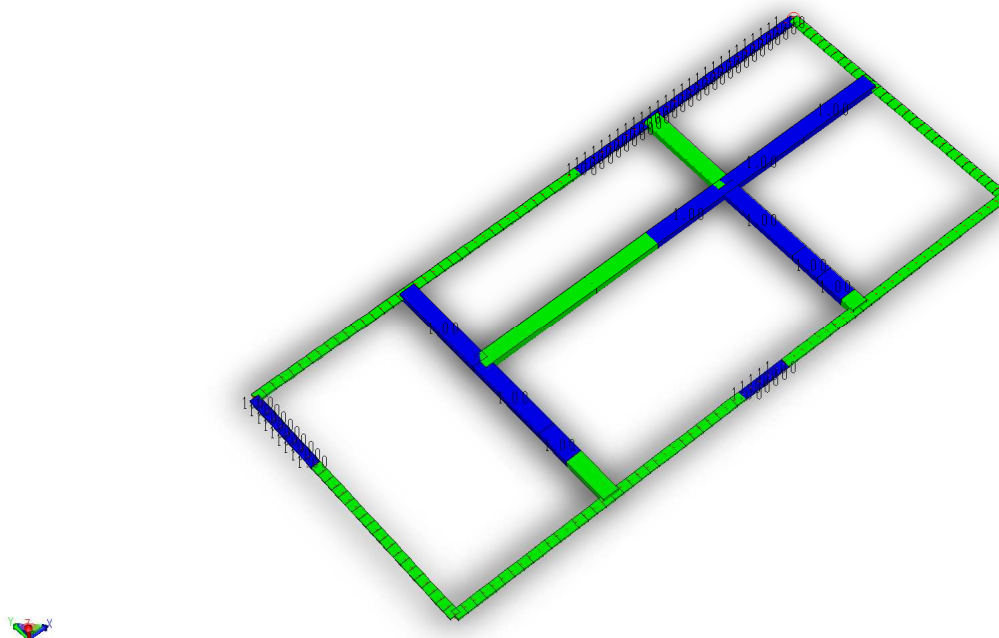
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Vincoli di platea cost. sottofondo = 2	



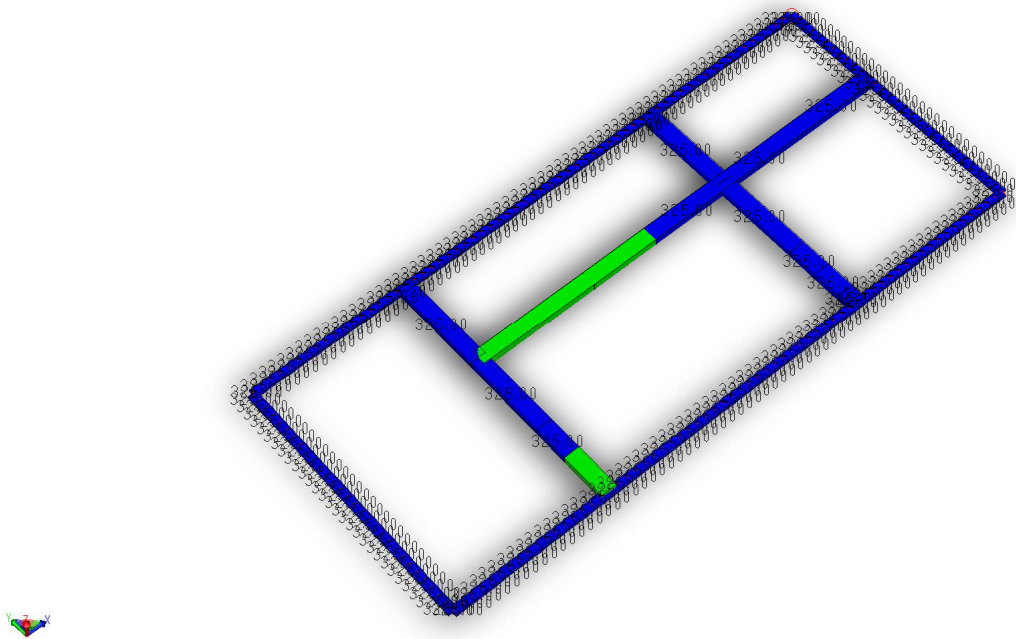
## Elementi e carichi: Trave



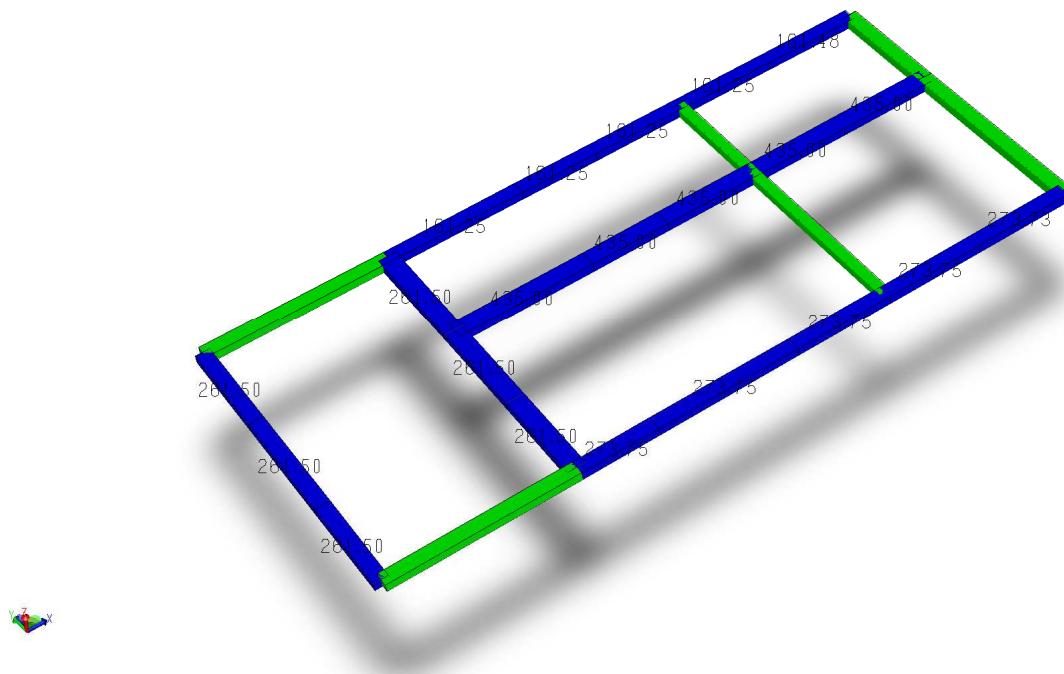
Carichi elementi trave – 1° solaio (perm+accid)



Carichi elementi trave – 1° solaio (carichi macchin e)

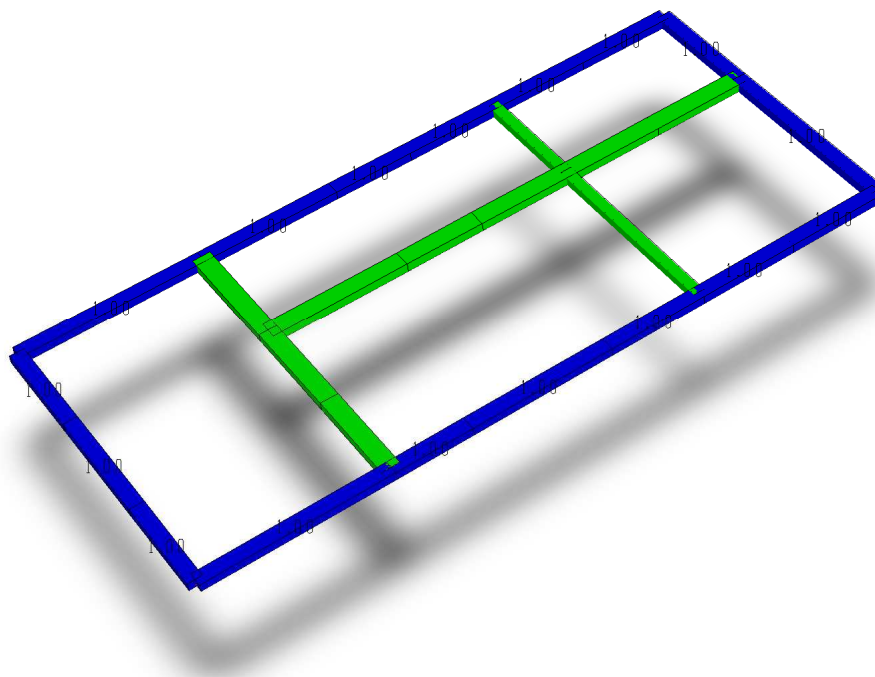


Carichi elementi trave – 1° solaio (murature)

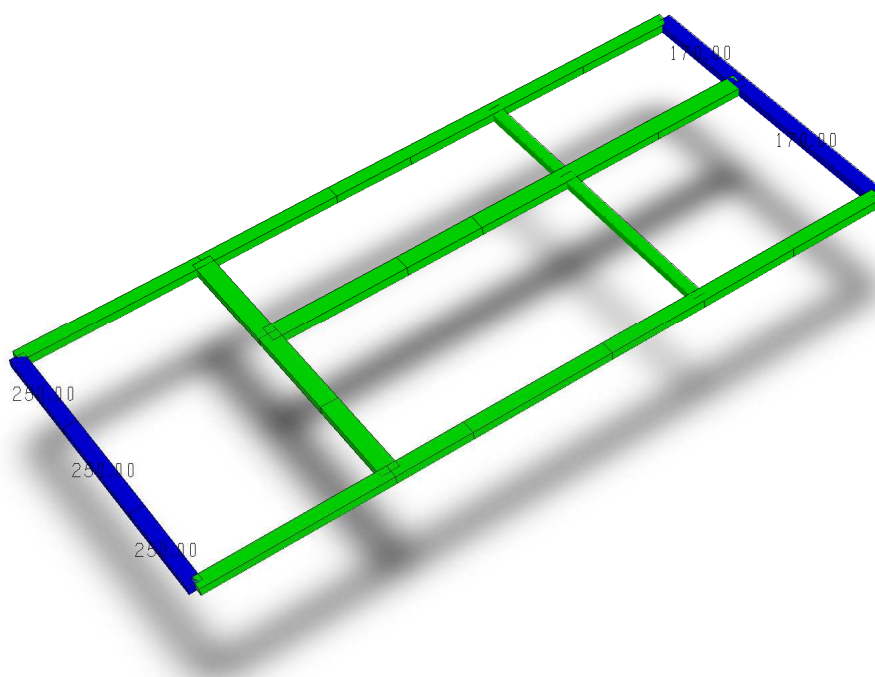


Carichi elementi trave – 2° solaio (perm+accid)

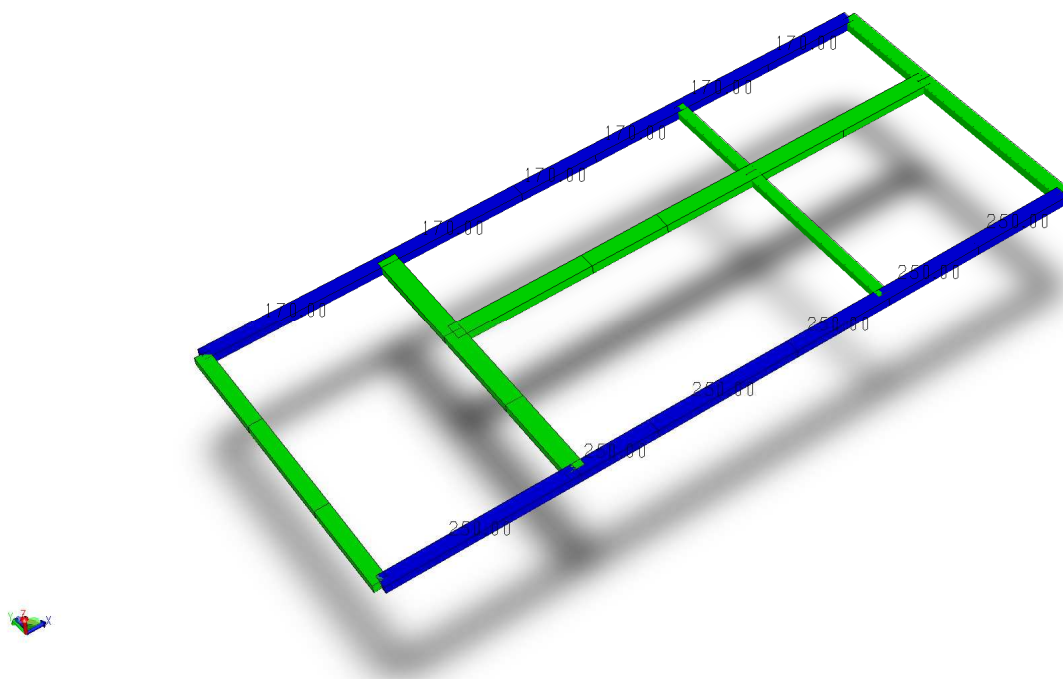




Carichi elementi trave – 2° solaio (parapetto+cornicione)

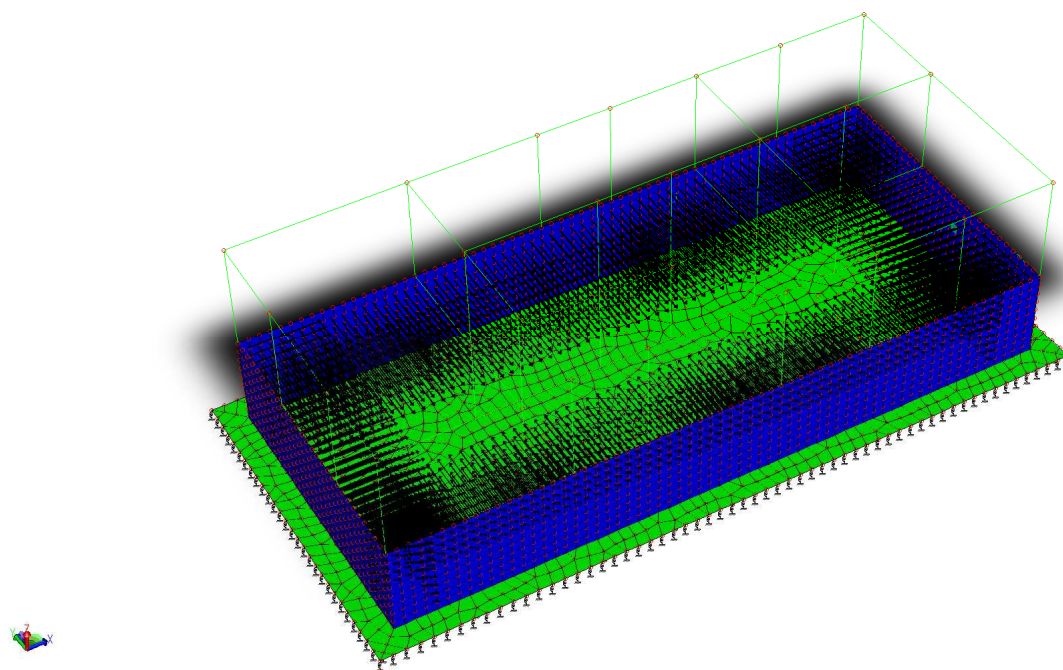


Carichi elementi trave – 2° solaio (vento +X)



Carichi elementi trave – 2° solaio (vento +Y)

### *Elementi e carichi: Piastra*



Carichi su elementi piastra

## 4.2 Condizioni di carico

### 4.2.1 Analisi dei carichi – azioni

#### 1°- orizzontamento Piano Terra $h=4+16+5=25$ tipo "P redalles"

-Peso proprio solaio 4+16+5	360	daN/m <sup>2</sup>
-Permanenti (sottofondo, pavimento e tramezzi)	200	daN/m <sup>2</sup>
-Permanente aggiuntivo (locale ENEL)	500	daN/m <sup>2</sup>
-Sovraccarico Accidentale (cat. B1)	200	daN/m <sup>2</sup>

#### Carichi Ulteriori

-Locale B.T. (quadro BT)	2500	daN
-Locale M.T. (quadro MT)	2000	daN
-Locale trasformatori	3000	daN
-Locale consegna e misure (carico mobile su quattro appoggi dim. 1.00x1.00m)	3000	daN

#### 2°orizzontamento Copertura $h=4+16+4=24$ tipo "Preda lles"

-Peso proprio solaio 4+16+4	335	daN/m <sup>2</sup>
-Permanente copertura	200	daN/m <sup>2</sup>
-Parapetto	260	daN/m
-Cornicione	325	daN/m
-Neve (zona I mediterranea, $q<200\text{mslm}$ )	120	daN/m <sup>2</sup>

#### Travi, Pilastrì, Pareti in calcestruzzo armato

Peso per unità di volume del calcestruzzo armato 2500 daN/m<sup>3</sup>  
(congegiato automaticamente dal programma)

#### Vento

L'azione del vento è ricondotta a un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici degli elementi che compongono le costruzioni. Seguendo le procedure prescritte dalle Nuove Normative Tec-

niche NTC 2008 (Paragrafo 3.3.3.) , per la struttura oggetto di analisi si considera una pressione pari a  $58 \text{ daN/m}^2$ .

- spinta del vento:

	zona 1; classe di rugosità D; categoria di esposizione II;	
q ref =	0.39 KN/m <sup>2</sup>	pressione di riferimento
z = h+h3 =	4.30 m	
k r =	0.19	
z 0 =	0.05 m	
z min =	4.00 m	
Ce =	1.84	coeff. di esposizione
Cp1 =	0.80	coefficiente di forma sopravvento
Cp2 =	0.80	coefficiente di forma sottovento
Cd =	1.00	coeff. dinamico
pv = q ref * Ce * Cpm * Cd =	0.575 KN/m <sup>2</sup>	pressione del vento

### Spinta attiva del terreno

La spinta attiva del terreno agente sulle pareti contro terra viene considerata come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale ai setti. La pressione in corrispondenza del piano campagna assume un valore pari a  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ , in corrispondenza della fondazione  $p_f = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_m = 2112 \text{ Kg/m}^2$ .

dove:

$H_m = 3.30 \text{ m}$  altezza della porzione di struttura interrata;

$K_a = 0.32$  coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la relazione di Coulomb con estensione di Muller Breslau;

$\gamma_t = 2000.0 \text{ kg/m}^3$  peso specifico del terreno.

In presenza dell'azione sismica la formula della pressione al piede del manufatto si modifica nel seguente modo:  $p_f = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_m \cdot (1 \pm k_v) = 2640 \text{ Kg/m}^2$ ;

dove:

$K_a = 0.40$  coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe;

$k_v$  è il coefficiente sismico verticale.

## CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

### Carico distribuito con riferimento globale X

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Vento +X	13	Condizione 4	Variabile: Vento	0.005800	0.000	0.005800	0.000	0.0000	0.0000

### Carico distribuito con riferimento globale Y

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Vento +Y	14	Condizione 5	Variabile: Vento	0.005800	0.000	0.005800	0.000	0.0000	0.0000

### Carico distribuito con riferimento globale Z

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Neve Zona I Mediter-ranea	12	Condizione 3	Variabile: Neve	-0.012000	0.000	-0.012000	0.000	0.0000	0.0000

### Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Peso proprio 1 solaio Predalles h = 4+16+5 cm	1	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	-0.036000	0.000	-0.036000	0.000	1.0000	1.0000
Permanente 1 solaio	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.020000	0.000	-0.020000	0.000	1.0000	1.0000
Categoria B1 - Uffici non aperti al pubblico	3	Condizione 2	Variabile: Uffici	-0.020000	0.000	-0.020000	0.000	0.3000	0.3000
Carico Locale B.T. (pompe 5-6)	4	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-9.000000	0.000	-9.000000	0.000	1.0000	1.0000
Carico Locale M.T. (quadro)	5	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-4.000000	0.000	-4.000000	0.000	1.0000	1.0000
Carico Trafo	6	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-5.500000	0.000	-5.500000	0.000	1.0000	1.0000
Carico Mobile	7	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-30.000000	0.000	-30.000000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio 2 solaio Predalles h = 4+16+4 cm	8	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.033500	0.000	-0.033500	0.000	1.0000	1.0000
Permanente 2 solaio	9	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.020000	0.000	-0.020000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio Parapetto	10	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.026000	0.000	-0.026000	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio Cornicione	11	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.032500	0.000	-0.032500	0.000	1.0000	1.0000
Peso proprio tappanamento	15	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.025500	0.000	-0.025500	0.000	1.0000	1.0000
Carico Locale B.T. (pompe 1-4)	16	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-3.500000	0.000	-3.500000	0.000	1.0000	1.0000
Carico Locale M.T. (trafo)	17	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-13.330000	0.000	-13.330000	0.000	1.0000	1.0000

(i carichi dei macchinari sono considerati "spalmati" sulle travi di competenza)

## CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

### Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq. dinamica	Aliq. inerz. SLD
Spinta terreno	18	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.264000	1.0000	1.0000

### Azione Sismica

Verrà svolta un'**analisi sismica di tipo lineare modale** (NTC 2008 par. 7.3.3.1).

Per il calcolo dell'azione sismica dell'edificio servizi sono stati utilizzati parametri un po' meno cautelativi di quelli considerati per il muro di sostegno e la chiavica. Tale scelta progettuale è giustificata dal fatto che un eventuale danneggiamento della struttura provoca effetti meno disastrosi di quelli che si potrebbero creare in caso si verificasse un crollo delle infrastrutture idrauliche sopra citate.

La struttura è a telaio in c.a. (le pareti dell'interrato sono considerate come fondazioni) ad un piano, non regolare in pianta e regolare in altezza.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

☒ Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 8.61743      LATITUDINE: 44.93557

☐ Ricerca per comune      REGIONE: Piemonte      PROVINCIA: Alessandria      COMUNE: Alessandria

Elaborazioni grafiche  
☐ Grafici spettri di risposta  
☐ Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
☐ Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 7.5

-7.5      14471      14472      7.5 km

-7.5      14693      14694      -7.5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
☐ Sito esterno al reticolo  
☐ Interpolazione su 3 nodi  
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione  
superficie rigata

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	90	0.018	2.527	0.161
SLD	50	0.024	2.528	0.195
SLV	475	0.056	2.567	0.278
SLC	975	0.071	2.569	0.288

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_B = 1.500$   $C_0 = 1.602$  info

$h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
( $h$ =quota sito,  $H$ =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\gamma = 1.000$  info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\gamma = 0.667$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

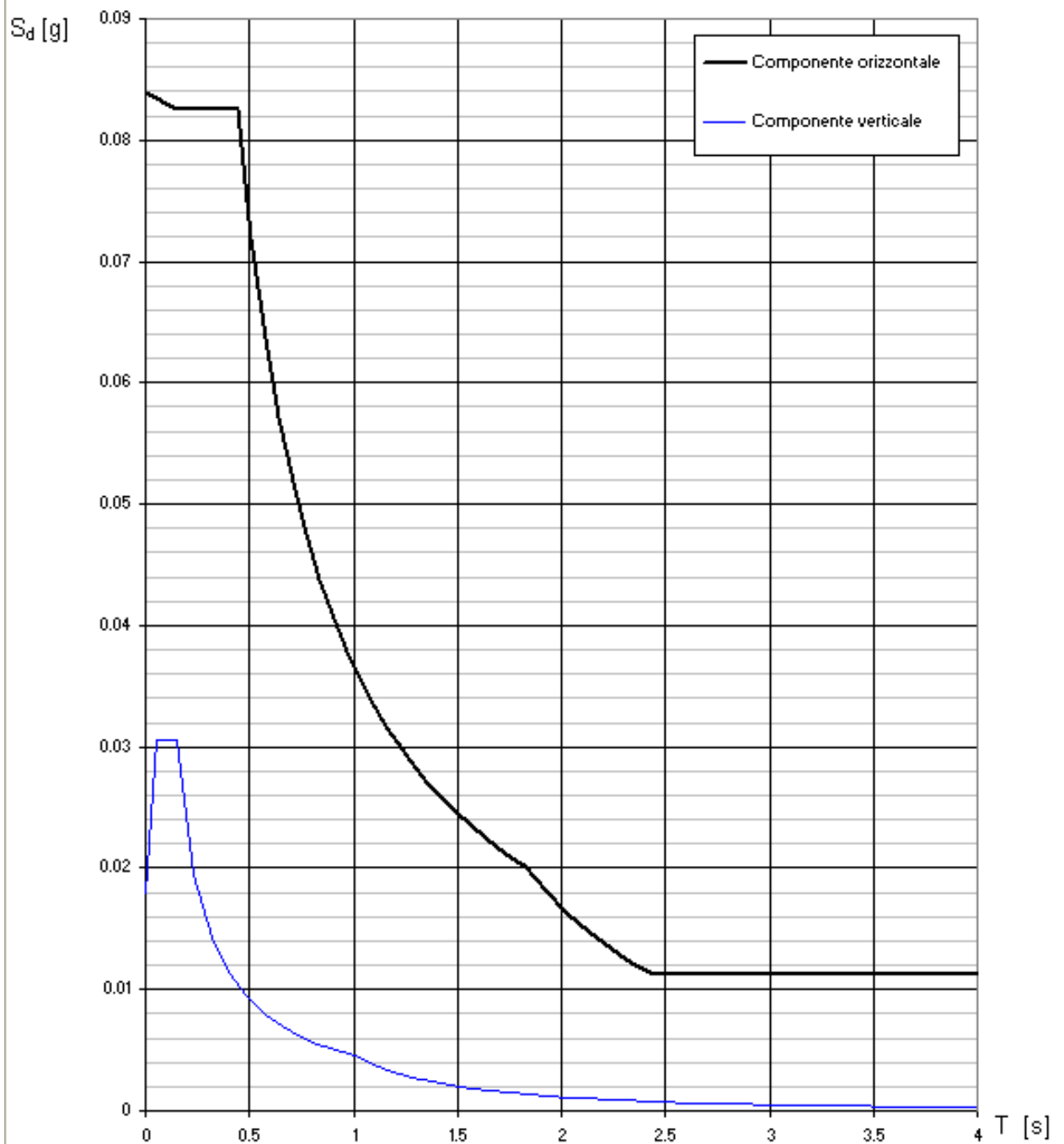
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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





## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.056 g
$F_o$	2.567
$T_c$	0.278 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.602
$S_T$	1.000
$q$	2.610

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	0.383
$T_B$	0.148 s
$T_c$	0.445 s
$T_D$	1.824 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.084
$T_B$	0.148	0.083
$T_c$	0.445	0.083
	0.511	0.072
	0.577	0.064
	0.642	0.057
	0.708	0.052
	0.774	0.048
	0.839	0.044
	0.905	0.041
	0.970	0.038
	1.036	0.035
	1.102	0.033
	1.167	0.031
	1.233	0.030
	1.299	0.028
	1.364	0.027
	1.430	0.026
	1.496	0.025
	1.561	0.024
	1.627	0.023
	1.692	0.022
	1.758	0.021
$T_D$	1.824	0.020
	1.927	0.018
	2.031	0.016
	2.135	0.015
	2.238	0.013
	2.342	0.012
	2.446	0.011
	2.549	0.011
	2.653	0.011
	2.756	0.011
	2.860	0.011
	2.964	0.011
	3.067	0.011
	3.171	0.011
	3.275	0.011
	3.378	0.011
	3.482	0.011
	3.585	0.011
	3.689	0.011
	3.793	0.011
	3.896	0.011
	4.000	0.011

#### 4.2.2 Combinazioni di carico

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive delle combinazioni di carico considerate nelle analisi per le *Verifiche allo Stato Limite Ultimo, allo Stato Limite di Esercizio e di Danno*. Ciascuna combinazione viene definita mediante numerazione, descrizione, parametri, tipo di azioni e categoria, condizioni e moltiplicatori che la caratterizzano.

#### NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
2	Statica (Cat-B1 princ.; Neve e Vento +X sec.)	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.900
7	Statica (Neve princ.; Cat B1 e Vento +X sec.)	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.900
8	Statica (Neve princ.; Cat B1 e Vento +Y sec.)	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.900
9	Statica (Vento +X princ.; Cat B1 e Neve sec.)	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500
10	Statica (Vento +Y princ.; Cat B1 e Neve sec.)	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.500
19	Statica (Cat-B1 princ.; Neve e Vento +Y sec.)	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.900

# COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara (Cat-A princ.; Neve e Vento +X sec.)	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.600
4	Frequente (Cat-B1 princ.; Neve e Vento +X sec.)	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.500
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
5	Quasi permanente (tutti casi)	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
11	Rara (Neve princ.; Cat B1 e Vento +X sec.)	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.600
12	Frequente (Neve princ.; Cat B1 e Vento +X sec.)	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.000
13	Rara (Neve princ.; Cat B1 e Vento +Y sec.)	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.600
14	Frequente (Neve princ.; Cat B1 e Vento +Y sec.)	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
15	Rara (Vento +X princ.; Cat B1 e Neve sec.)	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.000
16	Frequente (Vento +X princ.; Cat B1 e Neve sec.)	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.200
17	Rara (Vento +Y princ.; Cat B1 e Neve sec.)	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.000
18	Frequente (Vento +Y princ.; Cat B1 e Neve sec.)	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
20	Rara (Cat-A princ.; Neve e Vento +Y sec.)	Tipologia: Rara	Variable: Neve	Condizione 3	0.000
			Variable: Vento	Condizione 5	0.200
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variable: Uffici	Condizione 2	1.000
			Variable: Neve	Condizione 3	0.500
21	Frequente (Cat-B1 princ.; Neve e Vento +Y sec.)	Tipologia: Frequente	Variable: Vento	Condizione 5	0.600
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variable: Uffici	Condizione 2	0.500
			Variable: Neve	Condizione 3	0.000
			Variable: Vento	Condizione 5	0.000

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variable: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variable: Neve	Condizione 3	0.000
			Variable: Vento	Condizione 4	0.000
			Variable: Vento	Condizione 5	0.000

### 4.3 Principali risultati

#### 4.3.1 Risultati dell'analisi modale

##### ANALISI DEL SECONDO ORDINE

Nome archivio di lavoro : Cabina  
Intestazione del lavoro :  
Tipo di analisi : Statica e Dinamica  
Unita' di misura delle Forze : daN  
Unita' di misura Lunghezze : cm  
Sisma lungo l'asse Z : No  
Combinazione dei modi : CQC  
Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8  
 $\lambda$  : 0.3  
 $\mu$  : 0.3

##### \*\*\* Gruppo di copertura: Travi Copertura

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY)	0.23	0.21
1 Statica+( $\lambda$ *EX+EY)	0.13	0.40
2	0.03	-0.00
5	0.01	-0.00
7	0.03	-0.00
8	0.01	0.04
9	0.04	-0.00
10	0.01	0.08
19	0.01	0.04

##### \*\*\* Piano rigido alla quota: 0.000 Travi 1 solaio

Piano rigido superiore: Travi Copertura altezza interpiano: 325.00

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]	$d_{EX}$ [cm]	$d_{EY}$ [cm]	FX	FY	FZ	$\theta_X$	$\theta_Y$
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY)	0.01	0.01	-0.22	-0.20	11363.11	7983.45	129364.00	0.00	0.00
1 Statica+( $\lambda$ *EX+EY)	0.00	0.02	-0.13	-0.37	6359.48	14020.56	129364.00	0.00	0.01
2	0.00	-0.00	-0.02	0.00	1907.92	0.10	183598.00	0.00	0.00
5	0.00	-0.00	-0.01	0.00	0.06	0.08	129364.00	0.00	0.00
7	0.00	-0.00	-0.02	0.00	1907.15	0.08	199023.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	-0.01	-0.04	0.25	4319.14	199027.00	0.00	0.00
9	0.00	-0.00	-0.03	0.00	3179.72	0.08	183588.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	-0.01	-0.07	0.48	7198.69	183594.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	-0.01	-0.04	0.58	4319.08	183594.00	0.00	0.00

CONTROLLO REGOLARITÀ DELLA DISTRIBUZIONE DELLE MASSE IN ALTEZZA

	Quota [cm]	Massa	Variazione [%]
Livello 1	-273	116.40	---
Livello 2	0	1.1#J	1.1#J
Livello 3	325	116.40	-1.1#J

CONTROLLO REGOLARITÀ DELLA VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA LATERALE IN ALTEZZA

	Quota [cm]	Rigidezza laterale X [kg/cm]	Variazione [%]	Rigidezza laterale Y [kg/cm]	Variazione [%]
Livello 0	0	76240.95	---	75748.08	---

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

\*\*\* Piano rigido alla quota: 0.000 Travi 1 solaio

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+λ*EY)	11363	11363 100	0 0	0 0	7983	7983 100	0 0	0 0
1 Statica+(λ*EX+EY)	6359	6359 100	0 0	0 0	14021	14021 100	0 0	0 0

## TABELLA MASSE ECCITATE

### TRASLAZIONE CENTRO DELLE MASSE: +EX

### FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	2.573e+001	4.095e+000	2.442e-001	2.941e-019
2	3.269e+001	5.202e+000	1.922e-001	1.058e-015
3	3.575e+001	5.690e+000	1.757e-001	1.478e-013

### COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y
1	6.911e-001	1.181e+001
2	1.097e+001	-2.371e+000
3	4.062e+000	4.494e+000

### MASSA ECCITATA

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+4.36e-001	0	+1.03e+002	85	+2.53e-005	0
Progressiva	+4.36e-001	0	+1.03e+002	85	+2.53e-005	0
Modo: 2	+1.05e+002	86	+3.21e+000	3	+3.33e-005	0
Progressiva	+1.05e+002	87	+1.06e+002	87	+5.86e-005	0
Modo: 3	+1.38e+001	11	+9.77e+000	8	+9.38e-007	0
Progressiva	+1.19e+002	98	+1.16e+002	95	+5.95e-005	0

### MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
+1.22e+002	+1.22e+002	+1.22e+002

### TRASLAZIONE CENTRO DELLE MASSE: -EX

### FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	2.705e+001	4.305e+000	2.323e-001	9.487e-018
2	3.225e+001	5.133e+000	1.948e-001	1.169e-015
3	3.455e+001	5.499e+000	1.819e-001	3.754e-014

#### COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y
1	-6.672e-002	1.278e+001
2	-9.522e+000	-3.918e-001
3	-6.829e+000	4.063e-001

#### MASSA ECCITATA

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+4.66e-003	0	+1.16e+002	95	+2.67e-005	0
Progressiva	+4.66e-003	0	+1.16e+002	95	+2.67e-005	0
Modo: 2	+7.93e+001	65	+9.18e-002	0	+3.89e-006	0
Progressiva	+7.93e+001	65	+1.16e+002	95	+3.06e-005	0
Modo: 3	+3.97e+001	33	+8.93e-002	0	+4.91e-005	0
Progressiva	+1.19e+002	98	+1.16e+002	96	+7.97e-005	0

#### MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
+1.22e+002	+1.22e+002	+1.22e+002

#### TRASLAZIONE CENTRO DELLE MASSE: +EY

#### FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	2.674e+001	4.255e+000	2.350e-001	2.380e-018
2	3.304e+001	5.258e+000	1.902e-001	4.992e-015
3	3.411e+001	5.429e+000	1.842e-001	4.497e-014

#### COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y
1	4.835e-002	1.250e+001
2	1.170e+001	-1.826e-001
3	-5.948e-001	-2.799e+000

#### MASSA ECCITATA

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+1.78e-003	0	+1.12e+002	92	+2.95e-005	0
Progressiva	+1.78e-003	0	+1.12e+002	92	+2.95e-005	0
Modo: 2	+1.19e+002	98	+1.87e-002	0	+3.05e-005	0
Progressiva	+1.19e+002	98	+1.12e+002	92	+6.00e-005	0
Modo: 3	+3.00e-001	0	+4.15e+000	3	+6.60e-008	0
Progressiva	+1.19e+002	98	+1.16e+002	96	+6.01e-005	0

#### MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
+1.22e+002	+1.22e+002	+1.22e+002

#### TRASLAZIONE CENTRO DELLE MASSE: -EY

### FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	2.671e+001	4.251e+000	2.353e-001	1.869e-018
2	3.150e+001	5.014e+000	1.995e-001	3.197e-016
3	3.580e+001	5.698e+000	1.755e-001	4.240e-014

### COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y
1	9.394e-001	1.241e+001
2	9.349e+000	-2.584e+000
3	7.007e+000	1.840e+000

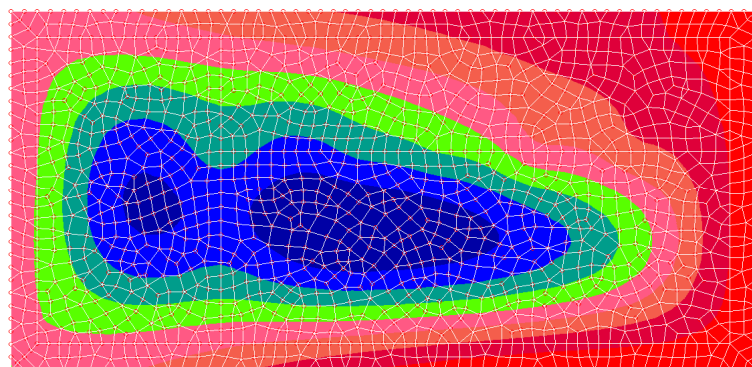
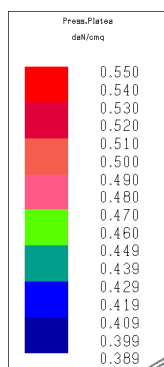
### MASSA ECCITATA

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+8.02e-001	1	+1.10e+002	91	+2.91e-005	0
Progressiva	+8.02e-001	1	+1.10e+002	91	+2.91e-005	0
Modo: 2	+7.70e+001	63	+4.02e+000	3	+1.06e-005	0
Progressiva	+7.78e+001	64	+1.14e+002	94	+3.97e-005	0
Modo: 3	+4.11e+001	34	+1.63e+000	1	+3.96e-005	0
Progressiva	+1.19e+002	98	+1.16e+002	96	+7.93e-005	0

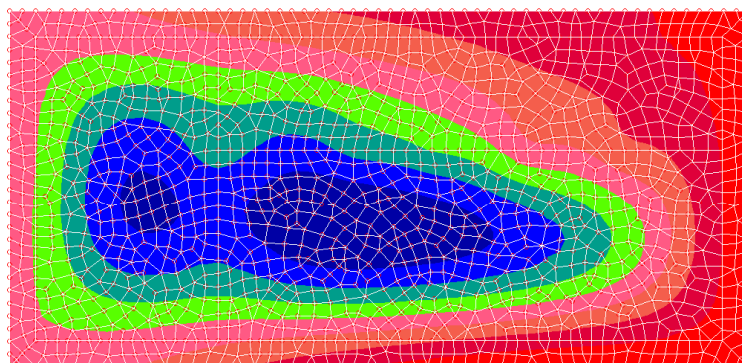
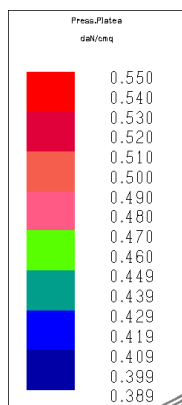
### MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
+1.22e+002	+1.22e+002	+1.22e+002

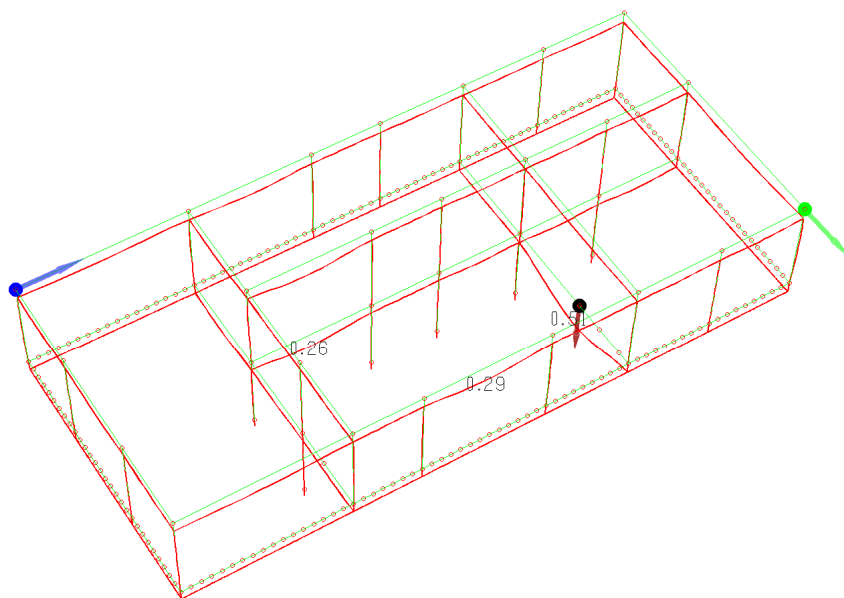
## 4.3.2 Deformate e sollecitazioni maggiormente significative



Pressioni sul terreno – SLV

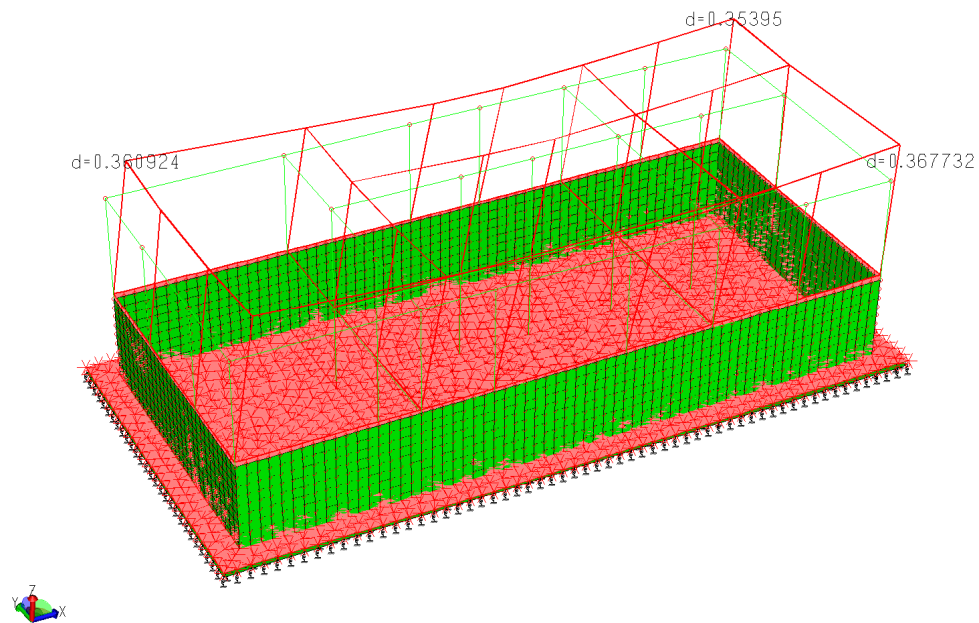


Pressioni sul terreno – SLU

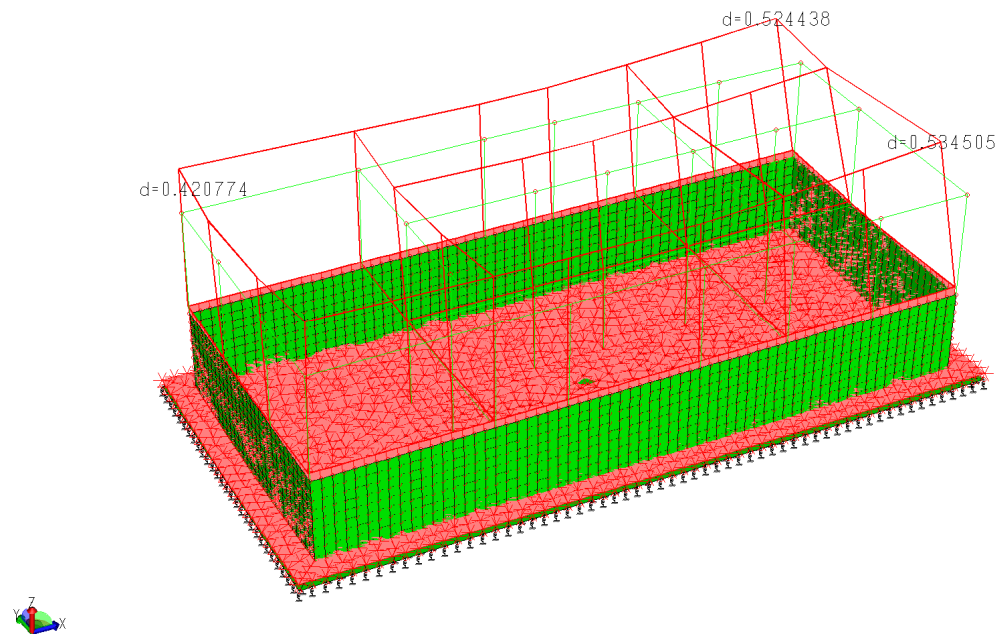


Deformata SLE – quasi permanente

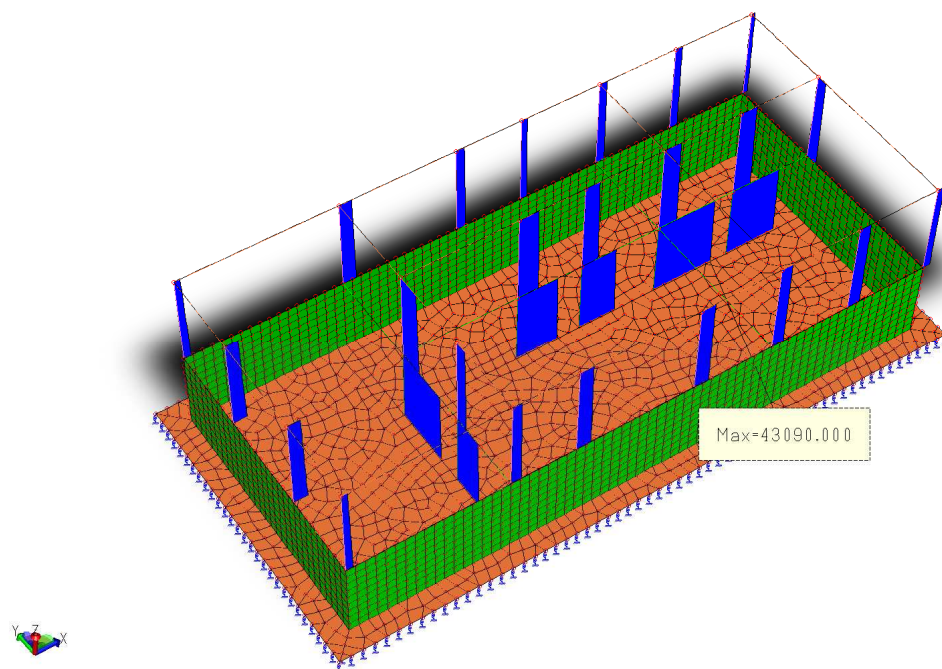




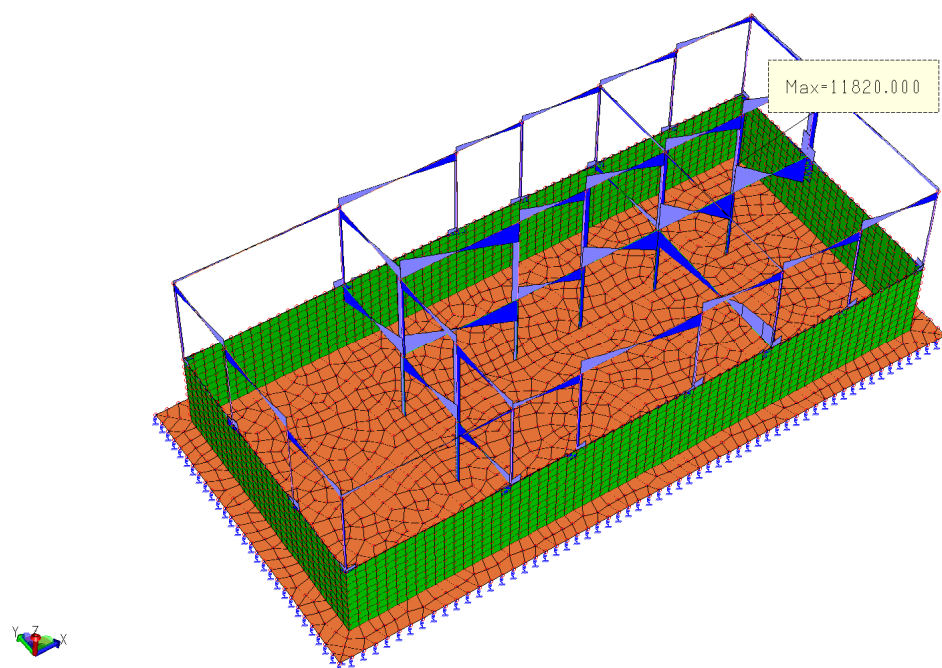
Inviluppo dinamico SLV –  $Ex + \lambda Ey$



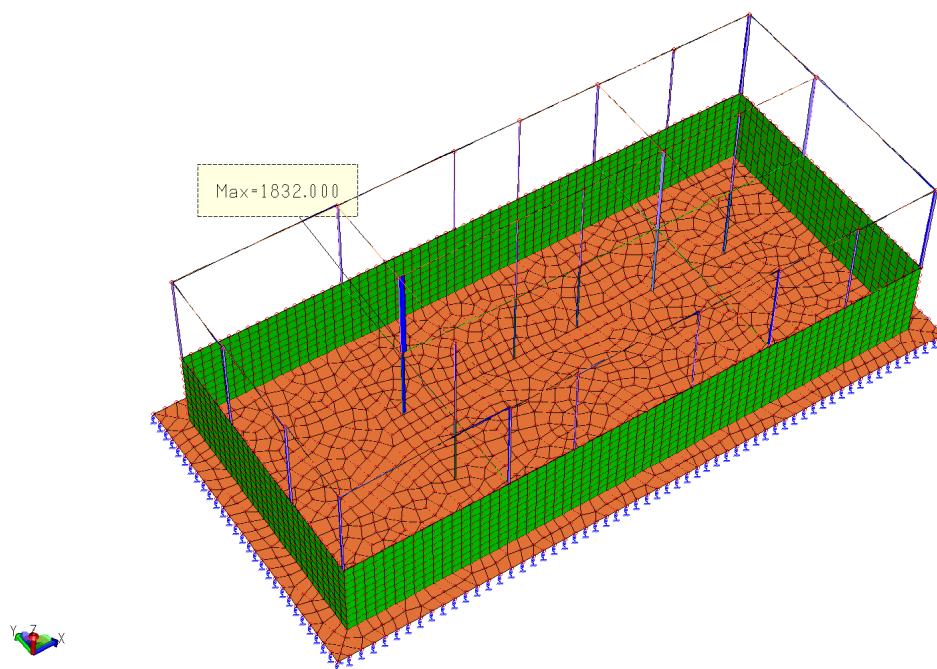
Inviluppo dinamico SLV –  $Ey + \lambda Ex$



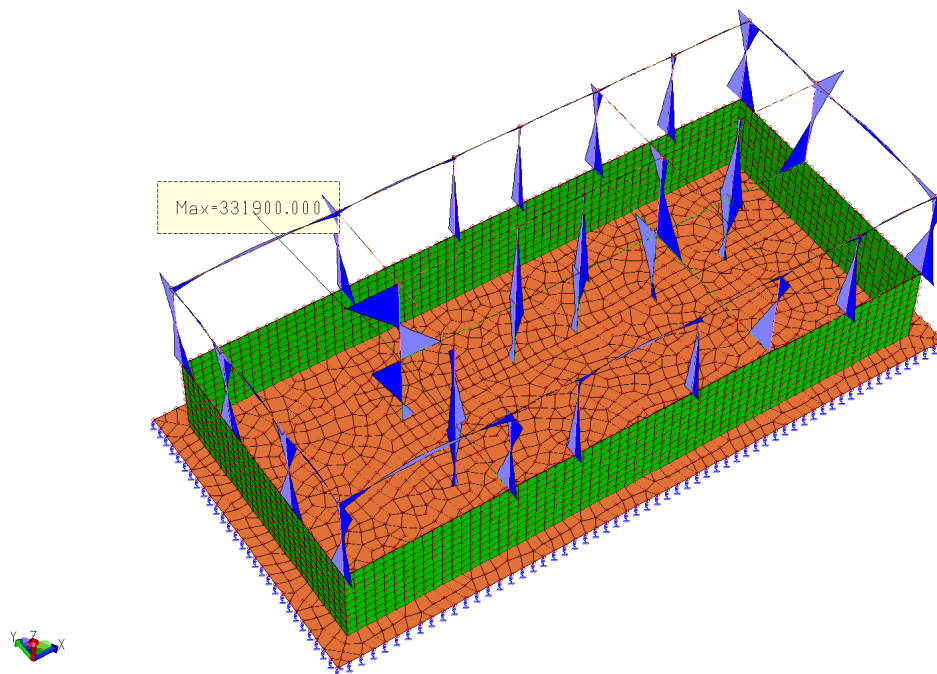
Inviluppo sollecitazioni – Fx



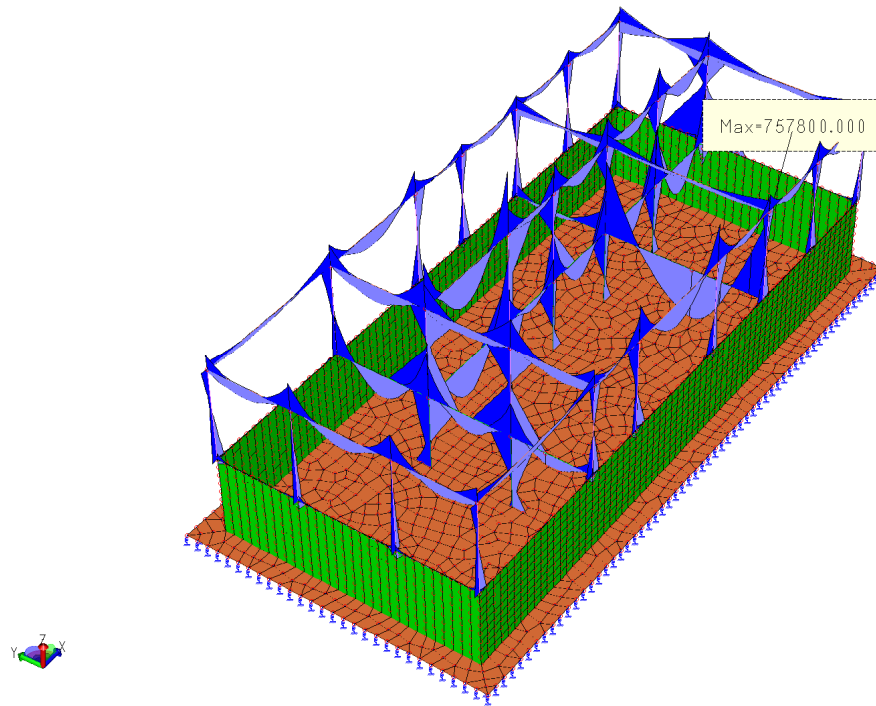
Inviluppo sollecitazioni – Fy



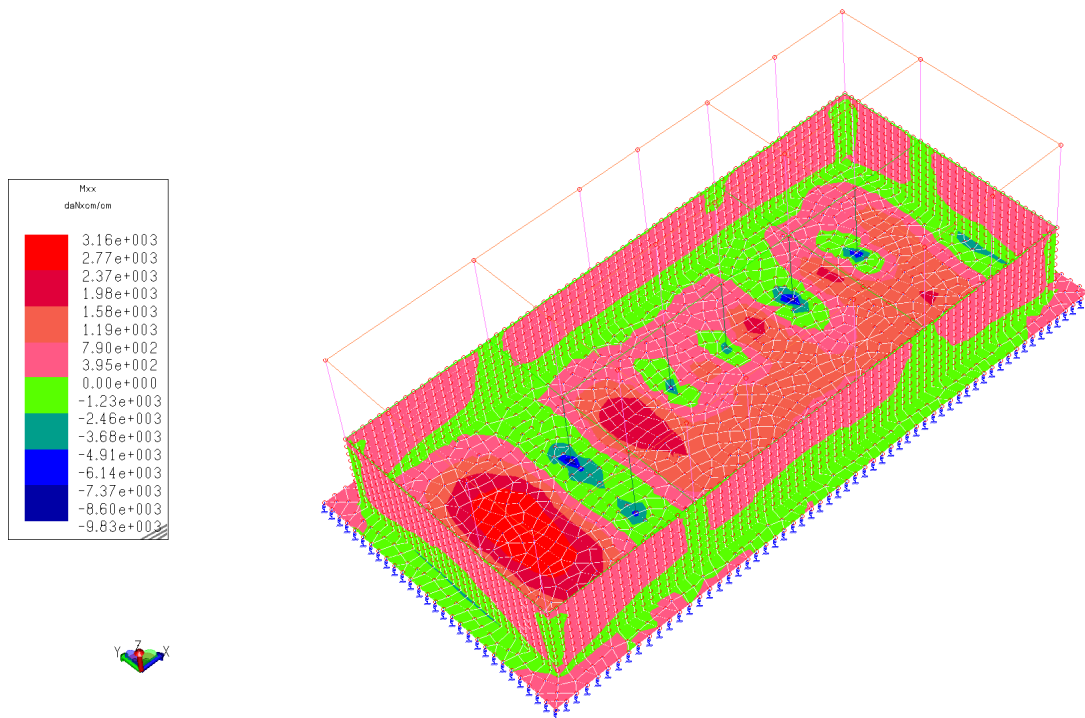
Inviluppo sollecitazioni – Fz



Inviluppo sollecitazioni – My



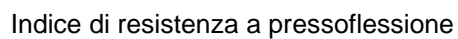
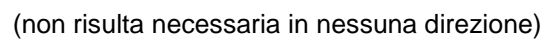
Inviluppo sollecitazioni – Mz

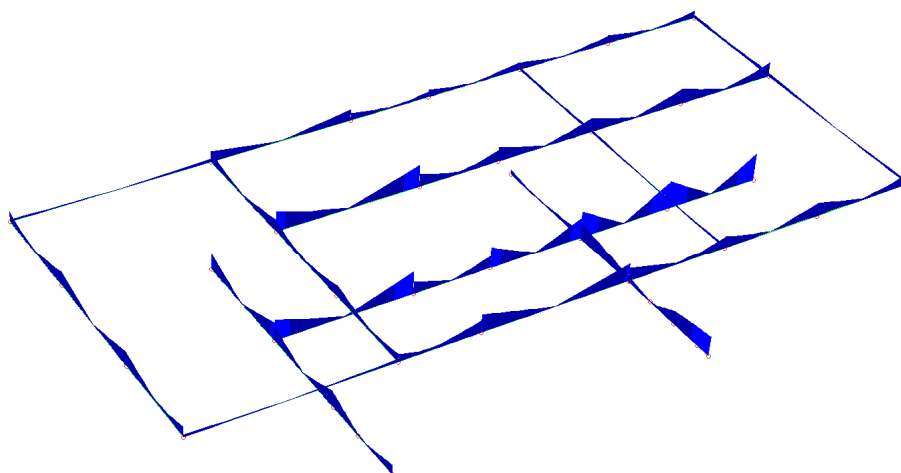
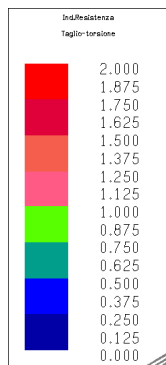


Inviluppo sollecitazioni – Mxx

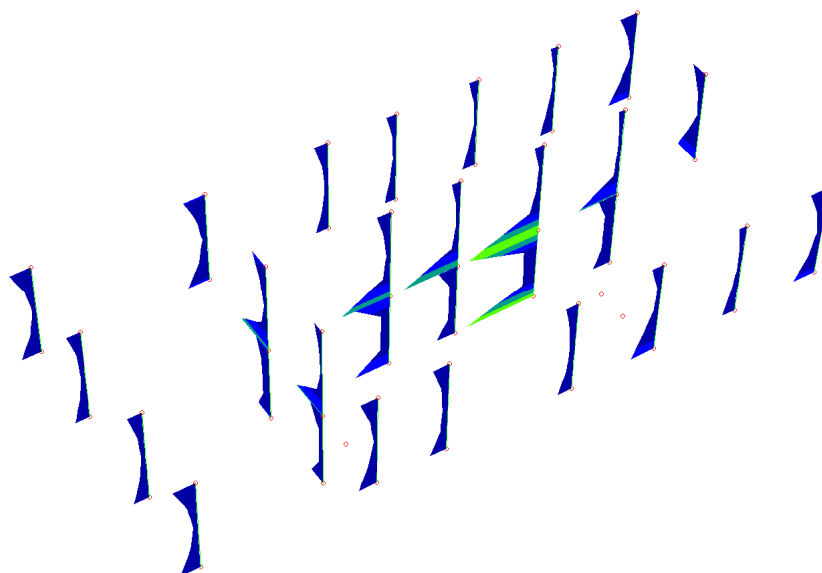
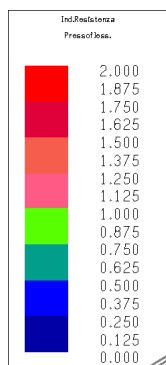




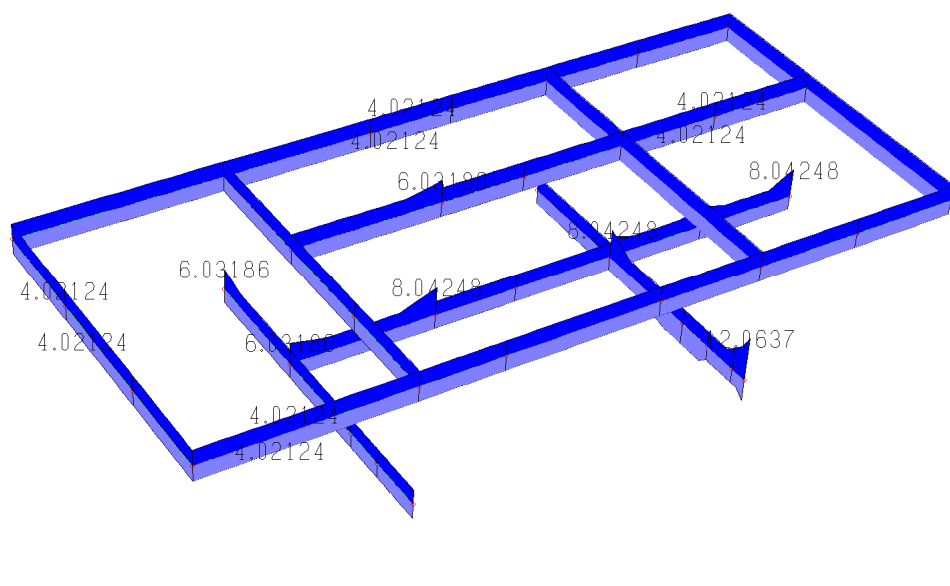
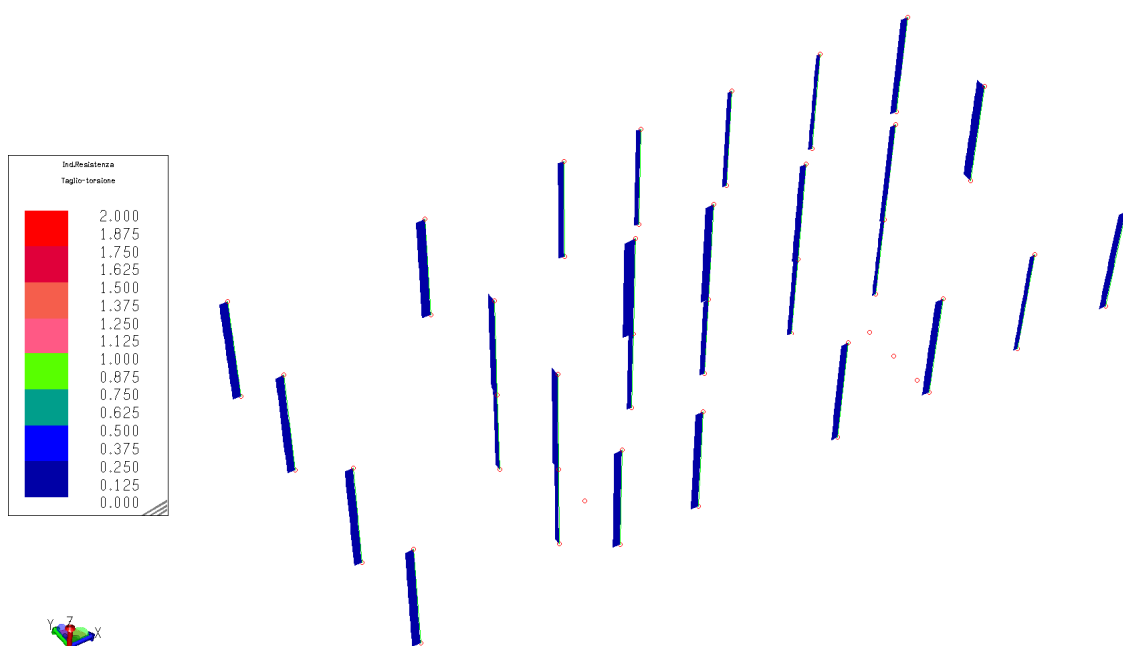




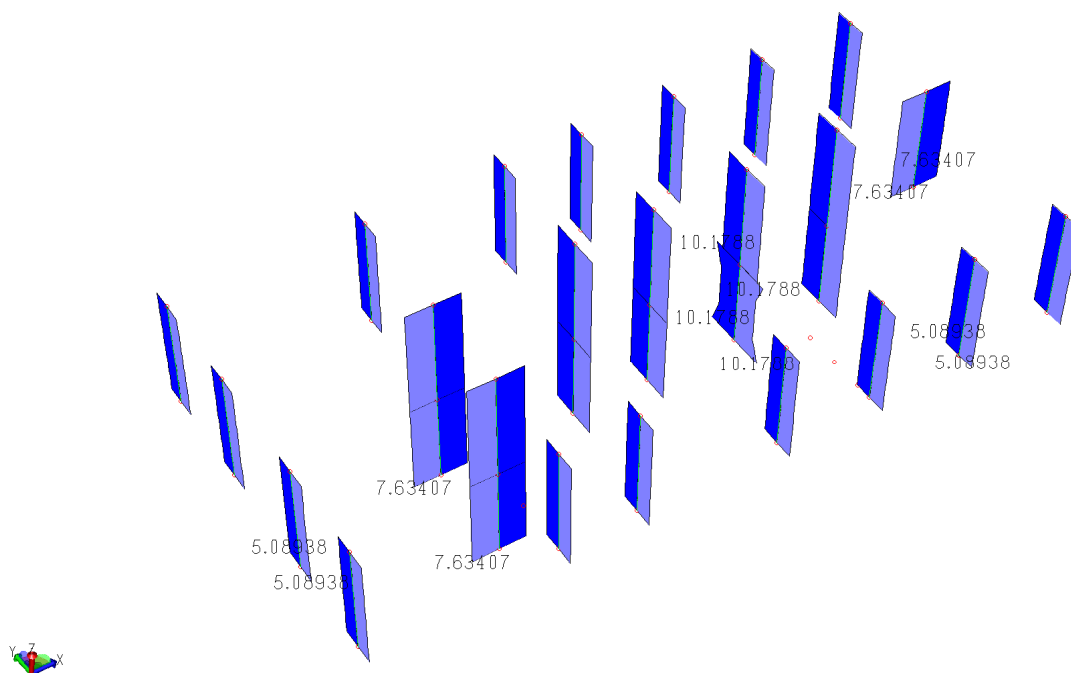
Indice di resistenza a taglio e pressione



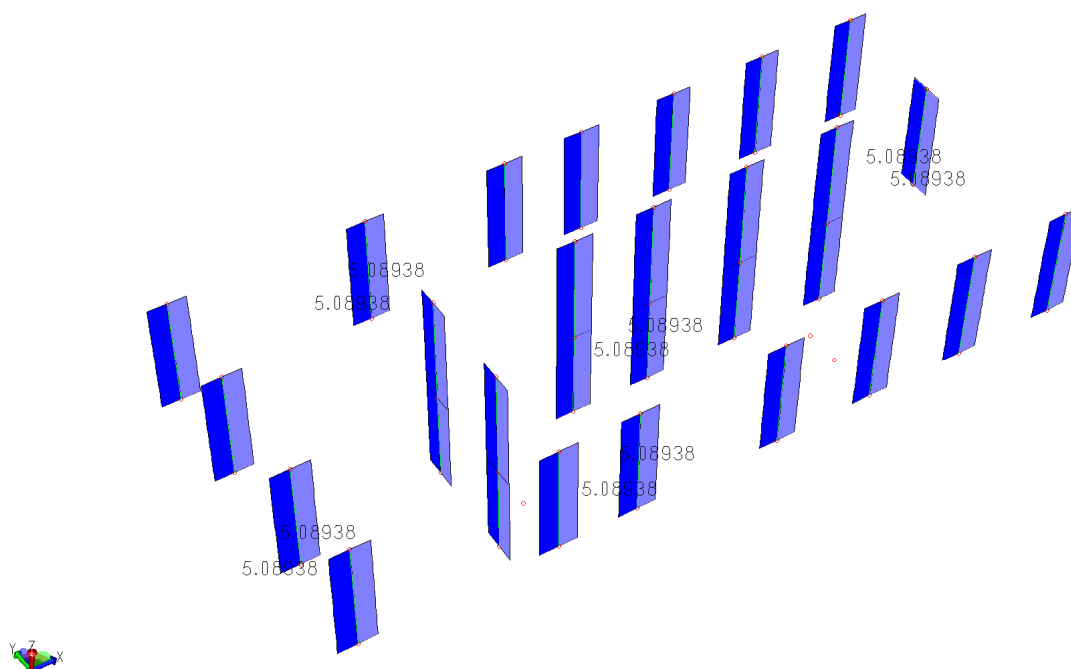
Indice di resistenza a pressoflessione





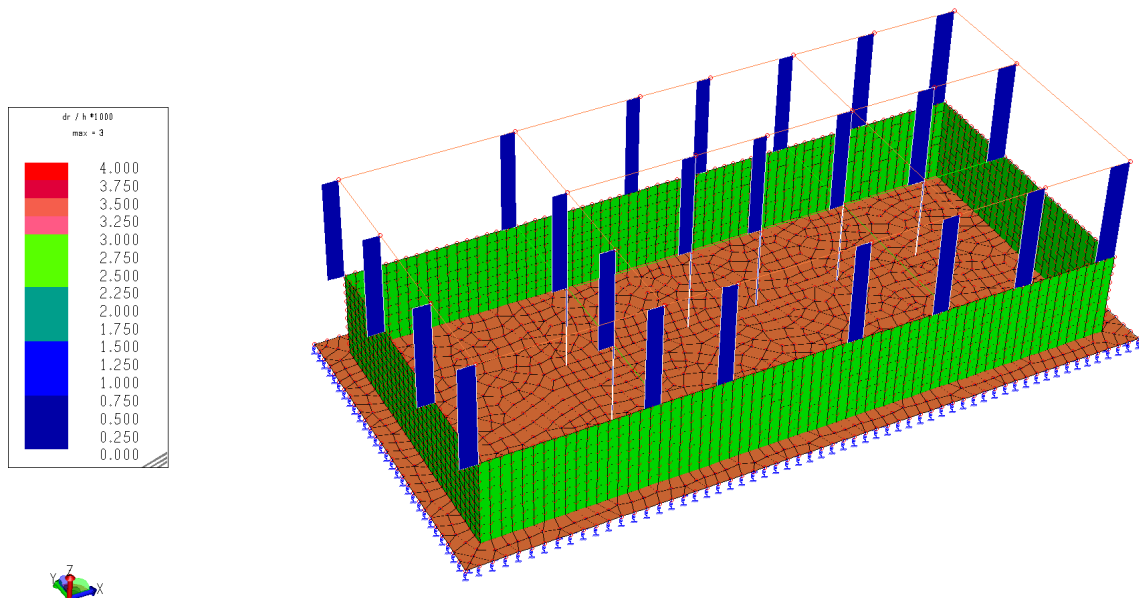


Armatura minima pilastri (cmq)



Armatura minima pilastri (cmq)

#### 4.3.4 Verifiche agli stati limite di esercizio



SLD - MASSIMI SPOSTAMENTI RELATIVI DI PIANO - Spostamento interpiano  $\leq 0.003 h$

##### GRUPPO: 3 Pilastrati Interrato

N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
2	+2.730e+002	+9.397e-003	+3.442e-005	D2

##### GRUPPO: 4 Pilastrati Piano Terra

N pil	altezza h	eta	eta/h	comb
10	+3.250e+002	+2.150e-001	+6.616e-004	D2

#### 4.4 Definizione modello interazione terreno - struttura

Il valore della costante di *Winkler* è stato determinato dividendo la pressione considerata nel calcolo dei cedimenti (pressione scaricata al suolo nella condizione Quasi permanenti) per il valore del cedimento riscontrato nel punto che presenta il cedimento maggiore.

L'espressione della costante di *Winkler*,  $k_w$ , è la seguente:

$$k_w = \frac{q}{\eta};$$

Per il calcolo dei cedimenti si rimanda al paragrafo che li tratta in maniera estesa, qui si riporta solo il valore massimo dello stesso e della pressione nei confronti della quale si è eseguito il calcolo:

$$\eta_{\max} = 0.2 \text{ cm} \quad (\text{direttrice n.1 – vedasi Figura 4.3});$$

$$q = 40 \text{ kPa} \quad (\text{condizione di carico quasi permanenti}).$$

Da cui si ottiene mediante l'espressione precedente:

$$k_w = 2 \text{ kg/cm}^3.$$

## 4.5 Verifiche geotecniche

### 4.5.1 Calcolo dei cedimenti – stato limite di servizio

Il calcolo è stato eseguito secondo i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.7), considerando la pressione scaricata al suolo dalla sovrastruttura e la schematizzazione di Figura 4.2.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che la determinazione dei cedimenti è di fatto uno stato limite di esercizio).

Tabella 4.1: edificio servizi – calcolo cedimenti – stratigrafia di calcolo

Profondità	Unità	Parametri geotecnici		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [kPa]	DESCRIZIONE
da 0 a 7.0 m	2	19.00	12000	RIPORTO ANTROPICO
oltre 7.0 m	3	19.00	40000	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Si evidenzia che il calcolo dei cedimenti è sempre eseguito in riferimento alla pressione netta (incremento di pressione rispetto alla condizione iniziale al

piano di imposta della fondazione.) determinata in via genera nella maniera seguente:

- $q_{\text{netta}} = q_{\text{carichi}} - \gamma H_f$

dove:

- $\gamma$ : peso specifico del terreno (efficace nel caso specifico);
- $H_f$ : profondità di imposta della fondazione.

Nel caso specifico si ha :

$$\checkmark q_{\text{netta}} = 40 \text{ kPa.} \quad (\text{vedasi Figura 4.1})$$

(si è trascurato l'affondamento peraltro minimo della fondazione)

Sono stati calcolati i cedimenti nei punti indicati in Figura 4.3.

Nella seguente Tabella 4.2 sono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 4.2: edificio servizi – calcolo cedimenti: Risultati del calcolo

Tipo cedimento		
	direttrici [n.]	Cedimento [cm]
TOTALE	1	0.223
	2	0.110
	3	0.110

Il cedimento massimo risulta quindi essere:

$$\eta_{\text{max}} = 2.23 \text{ mm.}$$

Ora, considerando che il cedimento indicato poc'anzi si riferisce ad una fondazione flessibile senza rigidezza mentre la fondazione ne ha una propria, si è esaminato come essa si pone nei confronti di quella del suolo al fine di poter considerare l'elemento strutturale come rigido.

Ulteriore verifica effettuata quindi è quella di considerare la rigidezza relativa della sezione di fondazione nei confronti del terreno mediante la seguente considerando la seguente espressione.

$$K_R = \frac{4}{3} \cdot \frac{E_F}{E_f} \cdot \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_f^2} \cdot \left( \frac{t}{B} \right)^3 ;$$

dove:

- $E_f$ ,  $\nu_f$ ,  $t$ ,  $B$ : modulo di elasticità, coefficiente di Poisson, spessore e base della fondazione;
- $E'$ ,  $\nu$ : modulo di elasticità e coefficiente di Poisson del terreno.

Considerando una fondazione avente come base  $B = 9.00$  m, uno spessore  $t = 0.50$  m un coefficiente di Poisson per il terreno pari a 0.3 e gli usuali valori di 0.15 e 25 MPa rispettivamente per il coefficiente di Poisson e il modulo elastico per la fondazione nonché un valore di  $E'$  per il terreno pari al valore indicato nella tabella riassuntiva si ottiene un valore della rigidezza relativa  $K_R$  pari a circa 42 che risulta essere maggiore del valore di 10 comunemente adottato per denotare il fatto di fondazione rigida nei confronti del terreno.

La fondazione è stata considerata quindi come rigida.

Considerando quindi la correzione derivante dal fatto che la fondazione è rigida si ha che:

$$\eta_{\text{corr}} = 2.058 \text{ mm.}$$

Considerando che per fondazioni isolate su argilla *Skempton – McDonald* (1956) raccomandano un massimo cedimento differenziale nell'ordine dei 40 mm e un cedimento massimo nell'ordine dei 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di  $65 \div 100$  mm nel caso di platee.

Si può notare come nel caso analizzato con le dimensioni considerate e i carichi agenti il cedimento teorico calcolato sia perfettamente accettabile.

L'obiettivo di definire i valori soglia dei cedimenti, al di sotto dei quali non si hanno danni strutturali, costituisce uno studio particolarmente ambizioso se si pretende di perseguirlo con rigore scientifico, in quanto l'operazione di mettere in relazione i movimenti della fondazione con i danni della struttura passa attraverso la disamina di molteplici e complessi fattori.

Premessa indispensabile ad ogni esame di questo genere risulterebbe pertanto la corretta individuazione dell'organismo strutturale dell'influenza dei tamponamenti interni ed esterni sulla risposta d'insieme, delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, unitamente alla conoscenza delle modalità e dei tempi di esecuzione.

Sembra pertanto quasi obbligato il ricorso a un processo empirico, basato sull'osservazione del comportamento di strutture già realizzate.

In tale ottica si osserva preliminarmente come, nella descrizione della distribuzione dei cedimenti nello spazio, la terminologia impiegata sia alquanto ampia per cui dovendosi operare una scelta si aderisce a quella introdotta da *Burland e Wroth* (1975).

Con riferimento alla Figura 4.6 la rotazione relativa  $\beta$  indica la rotazione subita dalla retta congiungente due punti di riferimento, una volta scorporata la rotazione rigida  $\omega$  della struttura.

La distorsione angolare è definita dalla seguente espressione:

$$\omega \equiv \frac{s_B - s_A}{L_{AB}} + \frac{s_B - s_C}{L_{BC}}$$

L'inflessione relativa  $\Delta$  indica il massimo cedimento riferito alla congiungente due punti di riferimento a distanza  $L$  e il rapporto  $\Delta/L$  è indicato come rapporto di inflessione o curvatura.

Le suddette definizioni si applicano con riferimento a due punti qualsiasi della struttura di fondazione che non necessariamente coincidono con le sue estremità. Nel tentativo di stabilire dei criteri di accettabilità dei cedimenti differenziali giova ricordare quanto soggettivo sia il concetto di funzionalità di una struttura, essendo tale concetto legato contestualmente alla funzione dell'opera e alle reazioni dell'utilizzatore.

Inoltre occorre tenere presente che le strutture per quanto all'apparenza simili hanno in realtà una loro storia diversa, condizionata da fattori quali la successione dei carichi, le deformazioni viscosi, le fessurazioni e altri ancora che possono minare alle fondamenta ogni tentativo di eccessiva generalizzazione.

I criteri che seguono vanno pertanto accettati come elementi di indirizzo che non costituiscono all'occorrenza analisi di aspetti specifici, potendo questi ultimi condizionare in modo sostanziale il comportamento della struttura in esame.

Facendo riferimento al lavoro di *Skempton e MacDonald* (1956) basato sull'osservazione di 98 edifici, i valori limite della rotazione relativa  $\beta$  dovrebbero essere dell'ordine di 1/500 (1/500 è il valore raccomandato dagli Autori anche se il valore osservato è pari a 1/300) per evitare la fessurazione delle strutture di tam-

ponamento e dell'ordine di 1/150 per evitare danno alle strutture portanti in calcestruzzo armato.

*Polsi e Tokar* (1957) riportando dati che si riferiscono a esperienze nell'Europa orientale attribuiscono alle suddette soglie i valori di 1/500 e 1/200 e conclusioni simili sono state raggiunte da *Meyerhof* (1956).

Nel caso di muri portanti non armati il parametro più significativo è rappresentato dal rapporto di inflessione e sulla scorta dei dati raccolti da *Burland e Wroth* (1975) i valori limiti risultano pari a:

$$\frac{\Delta}{L} = 2 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 1.$$

$$\frac{\Delta}{L} = 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 5.$$

Avendo indicato con H l'altezza della parete.

Definiti i valori di soglia, si pone il problema della previsione dei cedimenti differenziali. Benchè sia relativamente attendibile la previsione del cedimento totale di una struttura, altrettanto non può dirsi dei cedimenti differenziali, giacchè questi ultimi dipendono a parità di altri fattori quali l'effettiva rigidità della struttura dalla intrinseca variabilità spaziale delle caratteristiche del terreno. Alla luce di tali considerazioni, la strada più efficace per pervenire a previsioni attendibili è quella di correlare i cedimenti differenziali al cedimento massimo osservato.

In particolare si riportano le seguenti correlazioni empiriche (*Grant et al.* 1974):

fondazione su sabbie

$$s_{\max} = 15000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 18000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

fondazione su argille

$$s_{\max} = 30000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 35000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

In aggiunta a tali indicazioni si ricorda che *Terzaghi e Peck* (1948) osservano che nel caso di fondazioni su sabbie il cedimento differenziale può stimarsi pari al 75% del cedimento massimo e raccomandano per quest'ultimo un valore limite pari a 25 mm.

*Skempton e MacDonald* (1956) giungono alla conclusione che, nel caso di strutture ordinarie il cedimento differenziale limite per fondazioni su sabbie è di 25 mm e il massimo cedimento tollerabile è dell'ordine di 40 mm per fondazioni isolate e di 40 - 65 mm per platee.

Nel caso di fondazioni su argille il valore del cedimento differenziale sale a 40 mm e i valori del cedimento massimo diventano pari a 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di 65 – 100 mm nel caso di platee.

I dati raccolti da *Bjerrum* (1963) testimoniano infine che non sono stati osservati danni su edifici fondati su platee che interagendo con terreni argillosi hanno subito cedimenti totali inferiori a 250 mm e cedimenti differenziali inferiori a 125 mm. Sono stati invece registrati danni nel caso di fondazioni isolate su argille per cedimenti differenziali in eccesso a 50 mm e cedimenti totali superiori a 150 mm.

Nel caso specifico dell'edificio servizi considerando il valore massimo del cedimento teorico atteso e valutando le considerazioni di cui sopra (tipologia di fondazione e di terreno naturale presente) possiamo ritenere di essere completamente all'interno di un range di accettabilità per le strutture.

Considerando di fatto il cedimento differenziale tra due punti di cui uno al centro e uno in prossimità del bordo della platea (quelli per i quali è massimo e minimo il cedimento) si ha un valore massimo della rotazione relativa ( $\beta$ ) pari a:

$$\beta_{\max} < 0.002 \text{ (1/500)}.$$

#### 4.5.2 Verifica a capacità portante

I dati della fondazione (si veda Figura 4.4 per schema di calcolo) esaminata sono i seguenti:

- B = 900 cm;
- L = 2000 cm;
- D (appr. da piano campagna) = 0.0 cm;
- $q_{Ed}$  = 55 kPa (vedasi Figura 4.5).

Per determinare il valore della pressione limite di design si è utilizzato la formula:

$$q_{\lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q.$$

I dati significativi utilizzati nel calcolo eseguito sono i seguenti:



$$\begin{aligned}N_{\gamma} &= 12.54; \\N_q &= 11.85; \\N_c &= 22.25; \\\gamma_{\square} &= 19 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Nella tabella seguente si è riportato il risultato del calcolo eseguito.

Tabella 4.3: valori di capacità portante – Approccio 2

Unità	approfondimento [m]	base fondazione [m]	$q_{lim}$ [kPa]	$q_{lim,d}$ [kPa]
Edificio servizi	0.00	9.00	1262	549

Nell'ottica degli stati limite si deve avere il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$R_d > E_d. \quad (1)$$

Nel caso specifico si dovranno confrontare le pressioni in particolare risulta per l'unità in esame:

$$549 > > > 55 \text{ kPa.}$$

#### 4.5.3 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento per l'edificio servizi non è significativa da un punto di vista tecnico in quanto per tutta la vita dell'edificio è presente attorno ad esso il rilevato di servizio fino alla quota di imposta del primo solaio.

Tale rilevato di fatto rappresenta un ulteriore contributo resistente allo scorrimento; di fatto, in riferimento ad esso l'edificio servizi è come se fosse interrato.

Per il motivo di cui sopra la verifica è stata omessa.

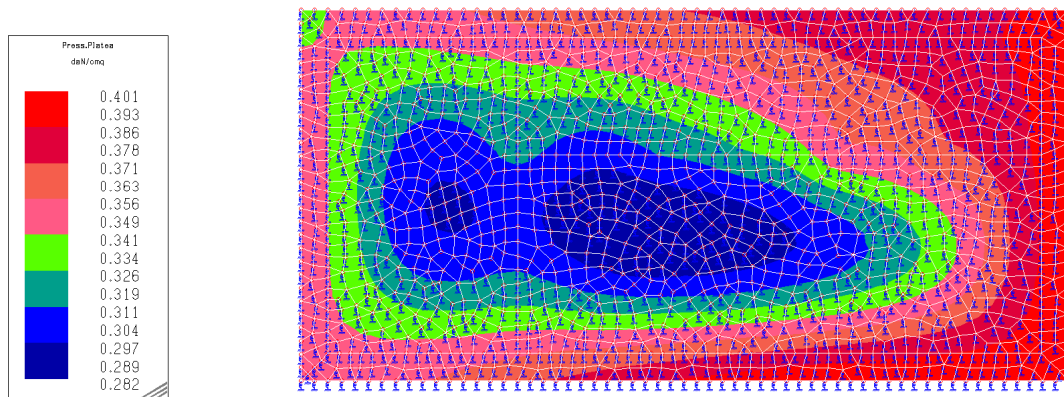


Figura 4.1. edificio servizi – condizione di carico Quasi permanenti – pressione scaricata al suolo

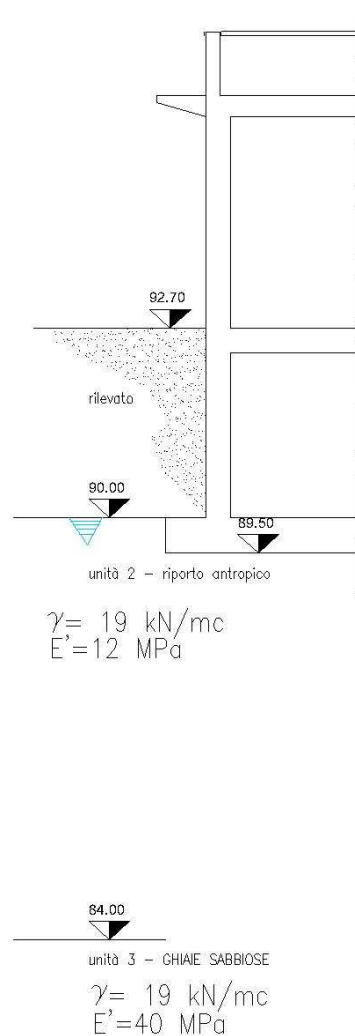


Figura 4.2: edificio servizi – stratigrafia calcolo cedimenti

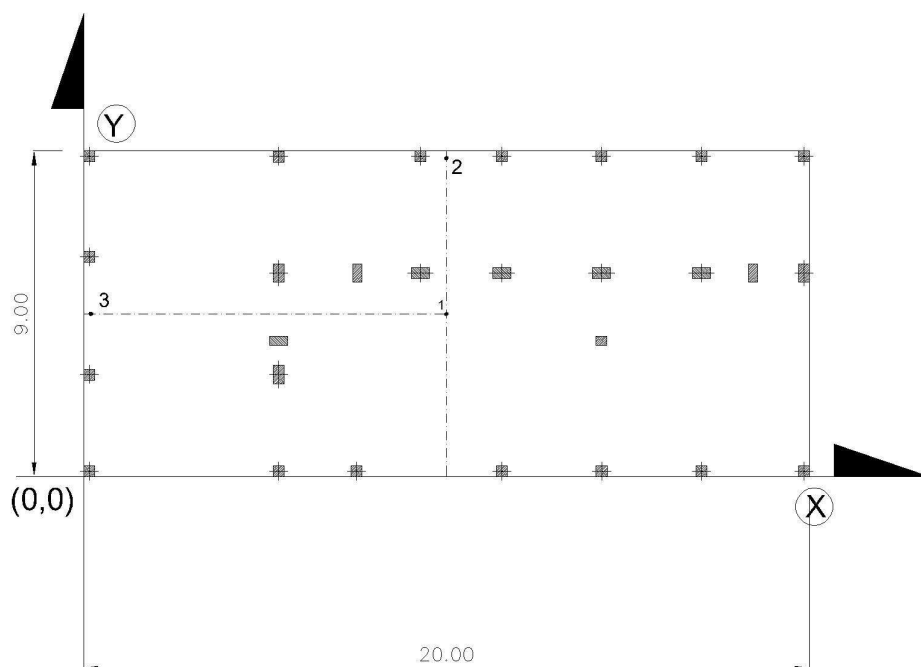


Figura 4.3: edificio servizi – planimetria direttrici di calcolo

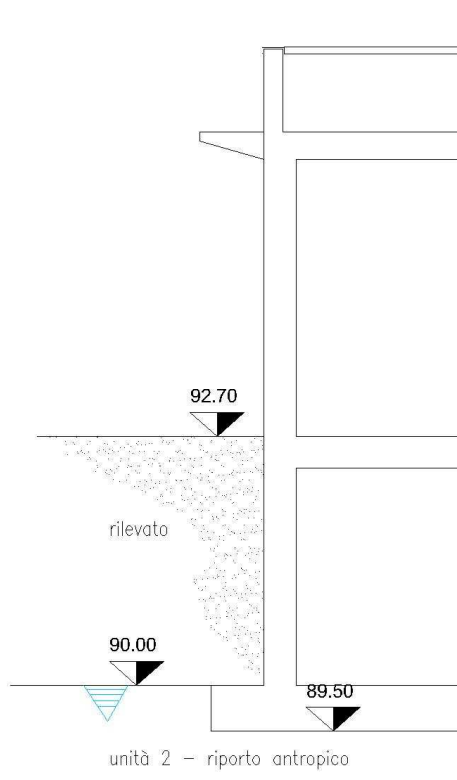


Figura 4.4. edificio servizi – stratigrafia calcolo capacità portante

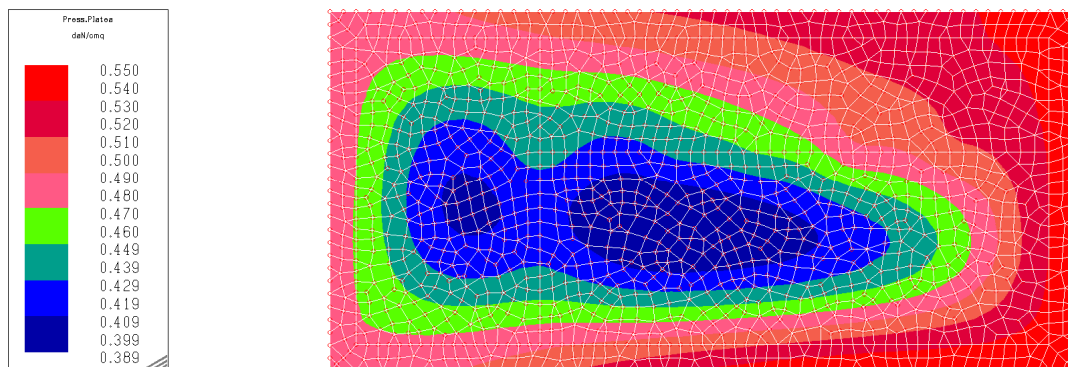


Figura 4.5: edificio servizi – involucro (SLU) – pressione scaricata al suolo

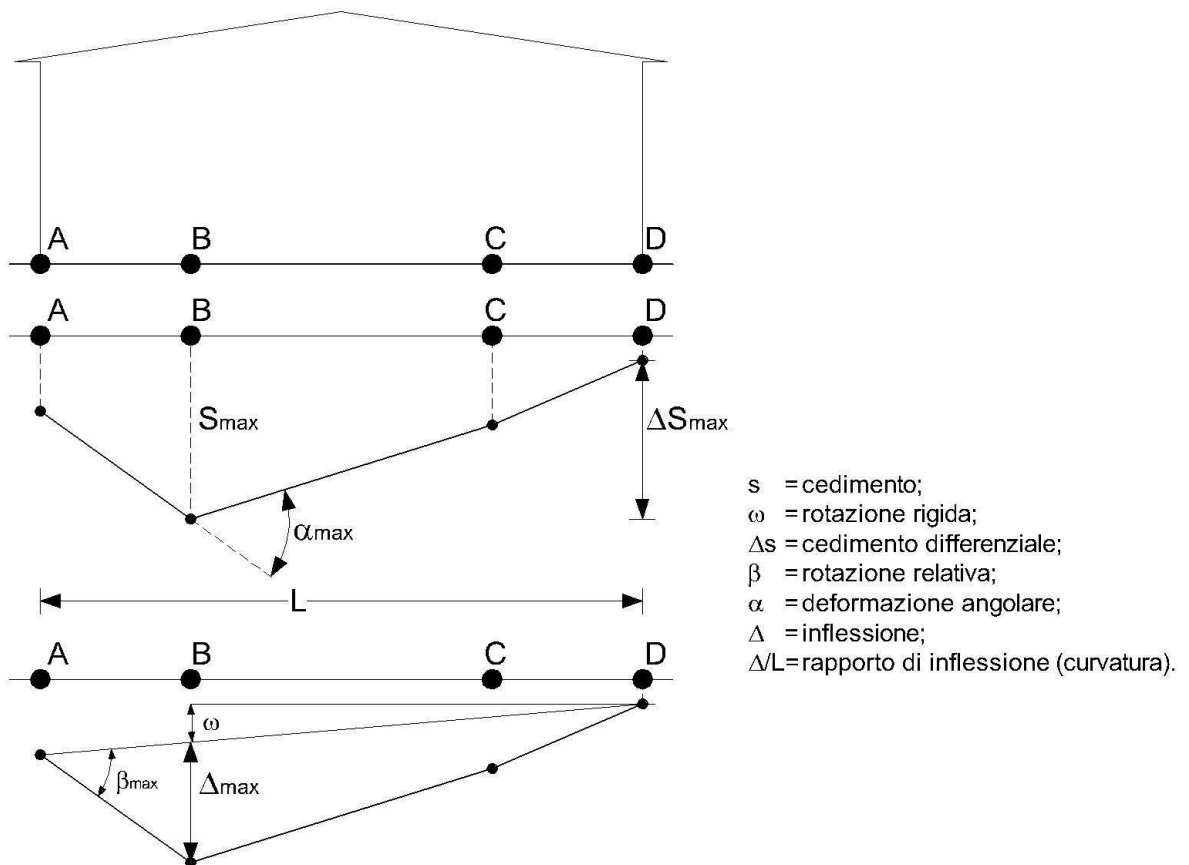


Figura 4.6: schema di definizione distribuzione cedimenti nello spazio

## 5. MURI / DIAFRAMMA

### 5.1 Premessa

Nell'ambito del progetto sono presenti cinque "sezioni tipo" di opere di sostegno, in funzione dello sviluppo piano-altimetrico di ciascun tratto in esame (sezioni A, B, C, D, E).

L'opera di contenimento verrà realizzata secondo questo schema esecutivo:

1. realizzazione di un diaframma interrato da quota di circa +77.00 m s.l.m. fino alla quota di +87.00 m s.l.m.;
2. realizzazione di un cordolo di collegamento tra i diaframmi e di regolarizzazione con la parte in elevazione;
3. realizzazione in opera della parte in elevazione fino a quota +94.00 m s.l.m..

L'opera così realizzata di fatto viene a costituire una paratia continua lungo lo sviluppo di interesse progettuale per le sezioni.

Per esigenze idrauliche di continuità di flusso idrico tra monte e valle la parte interrata della paratia ci saranno dei diaframmi di lunghezza ridotta a 5.00m; per maggiori ragguagli si rimanda agli elaborati progettuali di dettaglio.

Per il dimensionamento dell'opera è stata considerata la sezione "C" che è quella che si trova soggetta alle condizioni di carico più gravose (rilevato a tergo che presenta altezze maggiori) e i risultati per essa verranno estesi alle altre sezioni.

Essa si trova in destra idraulica del Rio Loreto ove lo spessore di riporto è compreso entro i due metri.

Cautelativamente per il dimensionamento si è considerato per il terreno di riporto uno spessore come quello di destra idraulica che considerando le risultanze delle indagini e gli inevitabili sbancamenti per la realizzazione del piano di lavoro è pari a circa 4.50 m.

Le situazioni analizzate sono brevemente descritte nel seguito:

- 1.a valle valore idrico pari alla piena duecentennale del fiume Tanaro a monte livello idrico posto alla quota di piano campagna – non si considera nessun sovraccarico a tergo dell'opera (nel seguito definita condizione **200ennale** – vedasi Figura 5.1);

- 2.a valle valore idrico pari alla magra del fiume Tanaro a monte livello idrico posto alla quota di piano campagna –si considera un sovraccarico a tergo dell'opera pari a 20 kPa (nel seguito definita condizione **Svaso** – vedasi Figura 5.2);
- 3.a valle e monte valori idrici pari al piano campagna (sezione di incastro) e analisi sismica – non si considera nessun sovraccarico a tergo dell'opera (nel seguito definita condizione **Sismica** – vedasi Figura 5.3).

## 5.2 Parametri geotecnici utilizzati nei calcoli

Le condizioni analizzate sono di fatto condizioni di SLU quindi per le elaborazioni condotte per i parametri geotecnici si è considerata la combinazione M2 (tabella 6.2.II NTC-08)

In considerazione della caratterizzazione geotecnica illustrata al paragrafo 3.2.4 e paragrafo 3.2.5 e delle definizioni degli stessi contenute nel paragrafo 2.2.4 si assumono i seguenti valori dei parametri di calcolo, considerando gli strati coesivi in condizioni non drenate.

- Combinazioni SLU (comb. M2), parametri del terreno fattorizzati:

### Unità 1 – rilevato

$k_0$	= 0.530	$\alpha$	= 0.5	$b$	= 0.4	$m$	= 220
$k_a$	= 0.324	$k_{ac}$	= 1.14				
$k_p$	= 4.04	$k_{pc}$	= 4.02				

### Unità 2 – riporto argilloso - sabbioso

$k_0$	= 1	$\alpha$	= 0.8	$b$	= 0.45	$m$	= 60
$k_a$	= 1	$k_{ac}$	= 2.40				
$k_p$	= 1	$k_{pc}$	= 2.40				

### Unità 3 – ghiaia in matrice sabbiosa

$k_0$	= 0.530	$\alpha$	= 0.5	$b$	= 0.4	$m$	= 300
$k_a$	= 0.324	$k_{ac}$	= 1.14				
$k_p$	= 4.04	$k_{pc}$	= 4.02				

### 5.3 **Valutazione della rigidezza degli elementi strutturali**

Per quanto riguarda le caratteristiche degli elementi strutturali, si è fatto riferimento ad un comportamento elastico caratterizzato dai seguenti parametri principali, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria; nel seguito vengono riportati i criteri di valutazione delle rigidezze degli elementi strutturali.

- Rigidezza flessionale della paratia

La paratia di diaframmi presenta una rigidezza flessionali pari a:

$$K = EJ/1 \text{ m}$$

dove:

E = modulo elastico del materiale costituente la paratia = 25 000 000 kPa;

J = momento d'inerzia del diaframma

Per diaframmi con  $s = 0.60 \text{ m}$   $K = 450000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ .

### 5.4 **Carico a tergo della paratia**

Il valore caratteristico del carico agente sul terreno adiacente all'opera di sostegno è assunto pari a 20 kPa (Svaso).

Considerando che il programma di calcolo utilizzato non fa distinzione tra carichi accidentali e permanenti, si considerano i seguenti coefficienti moltiplicativi dei carichi al fine di incrementare le azioni ottenute del solo coefficiente dovuto ai carichi permanenti.

$$C = 1.30/1.00 = 1.30 \text{ (caso A2)}.$$

Ai risultati in termini di sollecitazioni ottenuti dal programma, si applicherà poi a posteriori un coefficiente moltiplicativo pari a 1.00 nel caso A2.

### 5.5 **Carico dovuto al sisma**

I carichi sismici sono stati valutati calcolando il coefficiente di spinta del terreno mediante la formulazione di *Mononobe e Okabe*.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un'insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

La componente verticale dell'azione sismica è stata posta uguale a 0 come indicato dalla Norma.

La spinta sismica è stata calcolata separatamente con il software "Geo5- Earth pressure – v.5.6.4.0", sviluppato appositamente per il calcolo delle spinte statiche, idrauliche e sismiche su opere di sostegno.

Tale spinta sismica è stata successivamente applicata per punti al programma PAR.

Il coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  che interessa tutte le masse è calcolato nel seguito, utilizzando il metodo pseudostatico.

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g};$$

$$k_v = 0;$$

dove:

$\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Considerando che:

$$(a_{\max}/g) = (a_g/g) \cdot S_t \cdot S$$

dove nel caso specifico si ha.

$$\begin{aligned} \checkmark S_s &= 1.5 \text{ (terreno tipo C);} \\ \checkmark S_t &= 1.0 \text{ (superficie pianeggiante);} \\ \checkmark a_g/g &= 0.055 \text{ (stato limite salvaguardia della vita).} \end{aligned}$$

Si ottiene.







$(a_{\max}/g) = 0.0827$  (stato limite di salvaguardia della vita)

da cui considerando  $\alpha = 0.9$ ;  $\beta = 0.55$ ;

$k_h = 0.0408$ ;

#### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	4.60	Ril	
2	4.50	Unità 1	
3	6.60	Unità 2	
4	-	Unità 2	

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

#### Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 4.60 m

GWT in front of the structure lies at a depth of 4.60 m

Subgrade at the heel is not permeable.

#### Earthquake

Horizontal seismic coefficient  $K_h = 0.0408$

Vertical seismic coefficient  $K_v = 0.0000$

Coeff. to compute point of application  $k.H = 0.33$

Water below the GWT is restricted.

#### Analysis settings

Analysis carried out according to theory of limit states with reduction of input parameters.

Coeff. of reduction of internal frict.angle  $\gamma_{m\phi} = 1.25$

Coeff. of reduction of cohesion  $\gamma_{mc} = 1.25$

Coefficient of reduction of Poisson's ratio  $\gamma_{m\nu} = 1.00$

#### Earthquake effects (active earth pressure) - partial results

Layer No.	Thickness [m]	$\phi_d$ [°]	$\psi$ [°]	$K_a$	$K_{ae}$	$K_{ae}-K_a$	Comment
1	4.60	28.35	2.34	0.317	0.344	0.027	
2	4.50	21.32	4.92	0.416	0.487	0.071	
3	6.60	28.35	4.92	0.317	0.377	0.060	

**Earthquake effects (active earth pressure)**

Layer No.	Start [m] End [m]	$\sigma_Z$ [kPa]	$\sigma_D$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
1	0.00	0.00	182.70	4.93	4.67	1.60
	4.60	82.80	99.90	2.70	2.55	0.87
2	4.60	82.80	99.90	7.10	6.89	1.74
	9.10	123.30	59.40	4.22	4.09	1.03
3	9.10	123.30	59.40	3.58	3.38	1.16
	15.70	182.70	0.00	0.00	0.00	0.00

## 5.6 Combinazioni dei carichi

### 5.6.1 Combinazione eccezionale

Le azioni eccezionali vengono sommate alle sollecitazioni derivate dalla combinazione di carico "A2"+"M2", ponendo unitari i coefficienti moltiplicativi delle azioni. In particolare, la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, viene definito da:

$$G_1 + \square G_2 + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots;$$

Dove:

"+" implica "combinato con";

$G_1, G_2$  azioni permanenti con il loro valore caratteristico;

$A_d$  azione eccezionale di progetto;

$\psi_{2j}$  fattore di combinazione del carico assunto pari a 0.0;

$Q_{kj}$  valore caratteristico del carico variabile.

### 5.6.2 Combinazione sismica

Le azioni sismiche vengono sommate alle sollecitazioni derivate dalla combinazione di carico "A2"+"M2", ponendo unitari i coefficienti moltiplicativi delle azioni. In particolare, la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, viene definito da:

$$G_1 + \square G_2 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots;$$

Dove:

"+" implica "combinato con";

$G_1, G_2$  azioni permanenti con il loro valore caratteristico;

- E azione sismica di progetto;  
 $\psi_{2j}$  fattore di combinazione del carico assunto pari a 0.0;  
 $Q_{kj}$  valore caratteristico del carico variabile.

## 5.7 Risultati delle elaborazioni

### 5.7.1 Condizione 200ennale

RIO LORETO - paratia d=600 - PIENA DUECENTENNALE m2

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	-.7 (17.00)	139.7 (13.50)	-.1 ( 2.00)	-78.8 (15.00)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo  
 - M+max = momento flettente positivo massimo  
 fibre tese lato scavo  
 - M-max = momento flettente negativo massimo  
 fibre tese lato terra  
 - Tmax = sforzo di taglio massimo  
 - in parentesi sono riportate le quote dalla  
 sommità della paratia

Caratteristiche di sollecitazione e di deformazione

prof. m	deform. cm	rotaz. rad*10 <sup>-3</sup>	mom. flett. kN*m/m	press. ris. kPa	taglio kN/m
.00	-.04	.30	.0	.0	.0
.50	-.02	.30	.0	.0	.0
1.00	-.01	.30	.0	.0	.0
1.50	.01	.30	.0	-.5	-.1
2.00	.02	.30	-.1	.6	-.1
2.50	.04	.30	-.1	2.4	.6
3.00	.05	.30	.5	4.5	2.4
3.50	.07	.30	2.3	6.8	5.2
4.00	.08	.29	5.7	9.4	9.3
4.50	.10	.29	11.5	12.2	14.7
5.00	.11	.27	20.4	15.3	21.6
5.50	.12	.24	33.1	18.5	30.0
6.00	.13	.19	50.4	-27.5	27.7
6.50	.14	.13	60.8	-17.6	16.5
7.00	.15	.06	66.9	-11.0	9.3
7.50	.15	-.02	70.2	-8.2	4.5
8.00	.14	-.10	71.4	-5.9	1.0
8.50	.14	-.18	71.1	-4.9	-1.7
9.00	.13	-.25	69.7	-4.5	-4.1
9.50	.11	-.33	67.1	-4.7	-6.4
10.00	.09	-.40	63.3	-5.4	-8.9
10.50	.07	-.47	58.2	41.6	.2
11.00	.05	-.54	63.5	31.8	18.5
11.50	.02	-.61	76.7	20.0	31.5
12.00	-.02	-.71	95.0	5.6	37.9
12.50	-.05	-.83	114.6	-11.9	36.3

13.00	-.10	-.96	131.3	-33.1	25.0
13.50	-.15	-1.11	139.7	-52.7	3.6
14.00	-.21	-1.27	134.9	-70.3	-27.2
14.50	-.28	-1.40	112.5	-90.5	-67.4
15.00	-.35	-1.50	67.5	45.0	-78.8
15.50	-.43	-1.56	33.8	45.0	-56.3
16.00	-.51	-1.58	11.3	45.0	-33.8
16.50	-.58	-1.59	.0	45.0	-11.3
17.00	-.66	-1.59	.0	.0	.0

## 5.7.2 Condizione Svaso

RIO LORENO - paratia d=600 - SVASO m2

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	4.7 (.00)	.0 (.00)	-335.8 (9.00)	-92.8 (6.00)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo  
 - M+max = momento flettente positivo massimo  
 fibre tese lato scavo  
 - M-max = momento flettente negativo massimo  
 fibre tese lato terra  
 - Tmax = sforzo di taglio massimo  
 - in parentesi sono riportate le quote dalla  
 sommità della paratia

Caratteristiche di sollecitazione e di deformazione

prof. m	deform. cm	rotaz. rad*10 <sup>-3</sup>	mom. flett. kN*m/m	press. ris. kPa	taglio kN/m
.00	4.68	-5.18	.0	.0	.0
.50	4.42	-5.18	.0	-3.1	-.8
1.00	4.16	-5.18	-.8	-6.2	-3.1
1.50	3.90	-5.18	-3.1	-8.0	-6.6
2.00	3.64	-5.17	-7.4	-10.8	-11.3
2.50	3.38	-5.16	-14.4	-13.5	-17.4
3.00	3.12	-5.14	-24.8	-16.3	-24.8
3.50	2.87	-5.10	-39.2	-19.0	-33.6
4.00	2.62	-5.05	-58.4	-21.8	-43.9
4.50	2.36	-4.97	-83.1	-24.6	-55.4
5.00	2.12	-4.86	-113.9	-30.3	-69.2
5.50	1.88	-4.71	-152.2	-33.1	-85.0
6.00	1.65	-4.52	-198.9	2.0	-92.8
6.50	1.43	-4.27	-245.0	33.5	-83.9
7.00	1.22	-3.98	-282.7	44.5	-64.4
7.50	1.03	-3.65	-309.4	40.2	-43.2
8.00	.86	-3.30	-325.9	34.2	-24.6
8.50	.70	-2.93	-334.0	24.9	-9.9
9.00	.56	-2.56	-335.8	14.8	.1
9.50	.45	-2.18	-333.9	5.2	5.1
10.00	.35	-1.82	-330.7	-3.6	5.5
10.50	.26	-1.45	-328.5	38.8	14.3
11.00	.20	-1.09	-316.5	25.7	30.4
11.50	.16	-.75	-298.1	16.3	40.9
12.00	.13	-.43	-275.6	10.7	47.7

12.50	.11	-.14	-250.4	8.8	52.5
13.00	.11	.12	-223.0	9.9	57.2
13.50	.12	.36	-193.2	15.4	63.5
14.00	.15	.55	-159.5	23.4	73.2
14.50	.18	.71	-120.0	33.9	87.5
15.00	.22	.81	-72.0	-48.0	84.0
15.50	.26	.87	-36.0	-48.0	60.0
16.00	.30	.90	-12.0	-48.0	36.0
16.50	.35	.91	.0	-48.0	12.0
17.00	.39	.91	.0	.0	.0

### 5.7.3 Condizione Sismica

RIO LORENO - paratia d=600 - Sismica m2

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	4.5 (.00)	.0 (.00)	-261.0 (8.50)	83.3 (12.50)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo  
- M+max = momento flettente positivo massimo  
fibre tese lato scavo  
- M-max = momento flettente negativo massimo  
fibre tese lato terra  
- Tmax = sforzo di taglio massimo  
- in parentesi sono riportate le quote dalla  
sommità della paratia

Caratteristiche di sollecitazione e di deformazione

prof. m	deform. cm	rotaz. rad*10 <sup>-3</sup>	mom. flett. kN*m/m	press. ris. kPa	taglio kN/m
.00	4.50	-4.76	.0	-5.0	.0
.50	4.26	-4.76	-.6	-4.8	-2.4
1.00	4.02	-4.76	-2.4	-4.6	-4.8
1.50	3.78	-4.75	-5.4	-4.3	-7.0
2.00	3.54	-4.75	-9.5	-6.9	-9.8
2.50	3.31	-4.73	-15.2	-9.4	-13.9
3.00	3.07	-4.71	-23.4	-12.0	-19.2
3.50	2.84	-4.68	-34.5	-14.5	-25.9
4.00	2.60	-4.63	-49.2	-17.1	-33.8
4.50	2.37	-4.57	-68.2	-19.6	-42.9
5.00	2.15	-4.48	-92.1	-26.0	-54.3
5.50	1.93	-4.36	-122.6	-28.5	-68.0
6.00	1.71	-4.20	-160.1	3.8	-74.1
6.50	1.51	-4.00	-196.7	30.0	-65.7
7.00	1.31	-3.77	-225.8	37.4	-48.8
7.50	1.13	-3.51	-245.5	33.6	-31.1
8.00	.96	-3.23	-256.8	28.4	-15.5
8.50	.81	-2.94	-261.0	20.5	-3.3
9.00	.67	-2.65	-260.1	11.7	4.7
9.50	.54	-2.36	-256.3	3.1	8.4
10.00	.43	-2.08	-251.7	-5.2	7.9
10.50	.33	-1.80	-248.4	54.3	20.1
11.00	.25	-1.54	-231.6	42.5	44.3
11.50	.18	-1.30	-204.1	32.1	63.0

12.00	.12	-1.09	-168.6	22.8	76.7
12.50	.07	-.92	-127.4	3.6	83.3
13.00	.03	-.81	-85.3	-15.7	80.3
13.50	-.01	-.73	-47.1	-33.5	68.0
14.00	-.05	-.70	-17.3	-50.7	47.0
14.50	-.08	-.69	-.2	-68.0	17.3
15.00	-.12	-.69	.0	-.4	.2
15.50	-.15	-.69	.0	-.1	.0
16.00	-.18	-.69	.0	.0	.0
16.50	-.22	-.69	.0	.0	.0
17.00	-.25	-.69	.0	.0	.0

Da Figura 5.4 a Figura 5.12 si riportano per le combinazioni analizzate gli andamenti della deformata e delle componenti di sollecitazione lungo l'opera di sostegno.

## 5.8 Verifiche strutturali

Per la verifica strutturale si utilizza il momento peggiore tra le combinazioni di calcolo considerate sia nei confronti del diaframma che del muro di sponda che riparte dal cordolo di collegamento.

Per il diaframma la combinazione peggiore è quella di rapido svaso pari a  $M_{max} = -335.8 \text{ kNm/m}$ ; l'armatura prevista è di  $16\phi 24$  per lato pertanto verificando la sezioni di un metro si considereranno  $6\phi 24$ .

Per il muro di sostegno, alla sezione di attacco sul cordolo (+88.00), la combinazione peggiore è sempre quella di rapido svaso pari a  $M = -198.9 \text{ kNm/m}$ ; l'armatura prevista è di  $1\phi 24/20''$ .

Si aggiunge inoltre la verifica a metà muro in cui il momento massimo risulta essere pari a  $M = -24.8 \text{ kNm/m}$ ; l'armatura prevista è di  $1\phi 20/20''$ .

In tutte le sezioni analizzate il momento resistente è sempre maggiore del momento sollecitante.

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

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

**Titolo:** DIAFRAMMA sp.60cm - cond. SVASO

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.14	5
2	27.14	55

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Barre**  
N°: 6  $\phi$ : 24  
0  $\phi$ : 8  
0  $\phi$ : 8  
As: 27.14 Calcola Inserisci

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n  
N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: 335.8 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200,000 N/mm²  $f_{cd}$ : 14.17 N/mm²  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

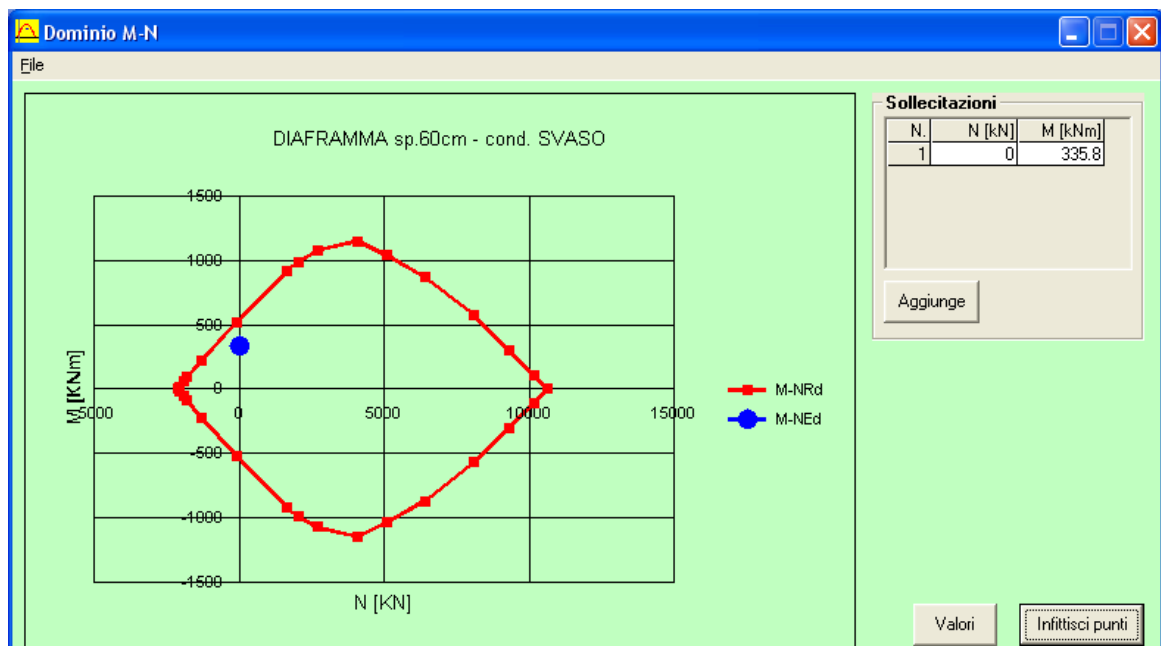
**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.** 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

**Precompresso** ☐

M<sub>xRd</sub>: 548.2 kN m  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 27.8 ‰  
d: 55 cm  
x: 6.15 x/d: 0.1118  
 $\delta$ : 0.7



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

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

**Titolo:** BASE MURO sp.60cm - cond. SVASO

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	5
2	22.62	55

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Barre**  
N° 5  $\phi$  24  
0 8  
0 8  
As 22.62 Calcola  
Inserisci

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n  
N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -198.9 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  326.1 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.631 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

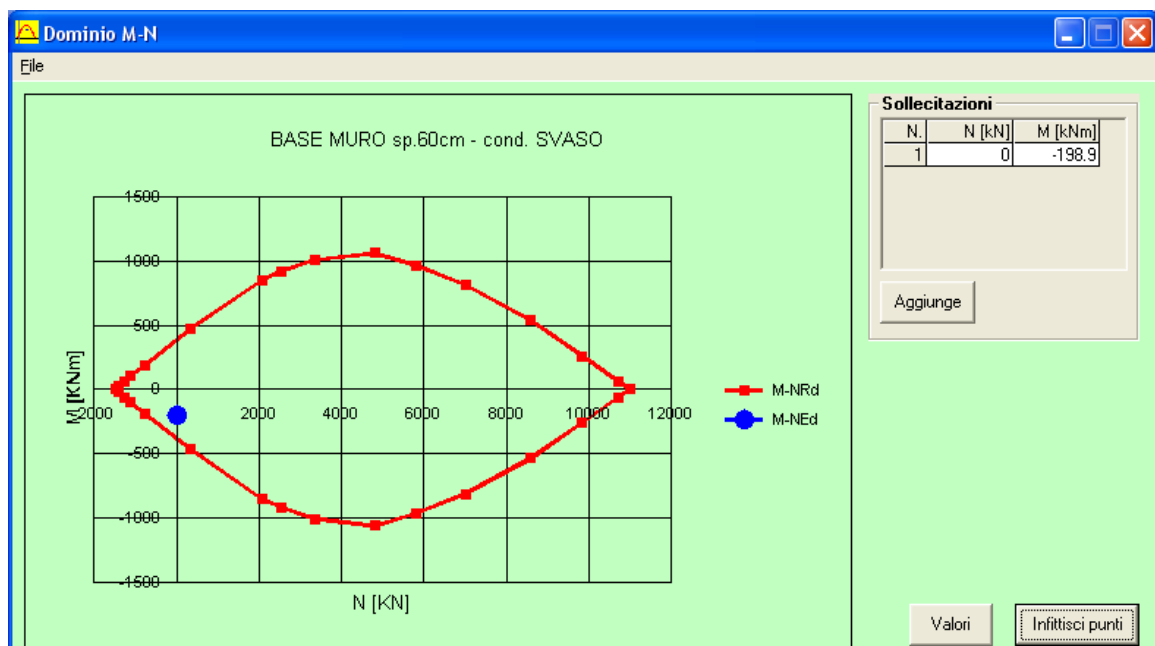
**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

**Precompresso** ☐

M<sub>xRd</sub> 387.8 kN m  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  326.1 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  33.4 ‰  
d 55 cm  
x 5.217 x/d 0.09486  
 $\delta$  0.7





**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

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

**Titolo:** META' MURO sp.45cm - cond. SVASO

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	15.71	40

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Barre**  
N° 5  $\phi$  20  
0 8  
0 8  
As 15.71 Calcola  
Inserisci

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n  
N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -24.8 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

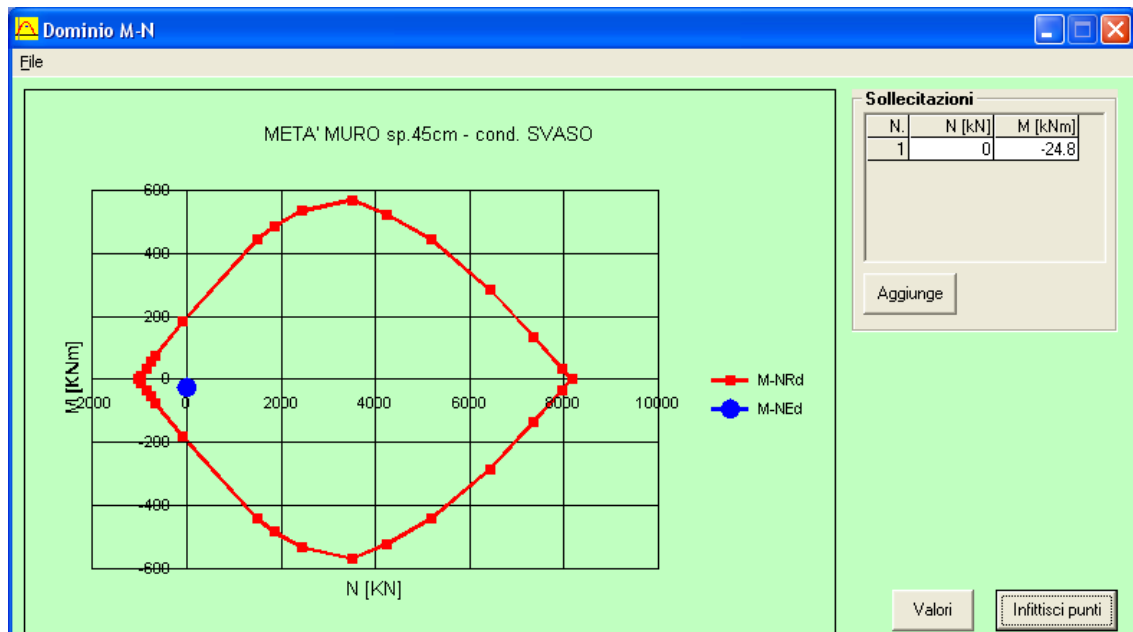
**Materiali**  
B450C C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  326.1 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.631 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

M<sub>xRd</sub> 197.6 kN m  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  326.1 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  26.66 ‰  
d 40 cm  
x 4.641 x/d 0.116  
 $\delta$  0.7

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso



Nella sezione a taglio massimo  $T_{max}=92.8\text{kN}$  il momento corrispondente è pari  $M=198.9\text{kNm}$ ; si calcolo la resistenza a taglio del diaframma secondo le formule di normativa per gli elementi senza armatura a taglio.

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b \cdot d)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 \cdot k^{3/2} \cdot (f_{ck})^{1/2}) \cdot b \cdot d$$

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	92.8
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12
Coefficiente k	k	1.60
		1.60
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.0049352
		0.0049352
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	244.47 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	195.35 [kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>244.47 [kN]</b>

## 5.9 Calcolo capacità portante diaframma – risultati e verifiche

Tale verifica si rende necessaria in quanto si deve confrontare la capacità portante del diaframma interrato al metro con il peso portato che in questo caso particolare è la parte dell'opera di sostegno che è compresa tra la quota di + 94.00 m s.l.m. e la sezione definita di incastro posta di fatto a piano campagna (+ 88.14 m s.l.m. – vedasi schemi da Figura 5.1 a Figura 5.3).

Cautelativamente si è considerato solo il contributo della portata laterale.

Considerando la caratterizzazione geotecnica indicata nel paragrafo 3.2.4 e i criteri di calcolo del paragrafo 2.2.5 si ottiene un valore di portata utile di design pari al seguente valore:

$$Q_{u,design} = 296 \text{ kN/m.}$$

Il valore del carico verticale “portato” è pari al seguente valore:

$$N_{Ed} = 88 \text{ kN/m,}$$

inferiore al valore riportato in precedenza.

## 5.10 Verifica di stabilità complesso opera - terreno

Le verifiche di stabilità sono state condotte considerando i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.6).

Cautelativamente la falda è stata considerata avere un profilo classico di filtrazione di (1/5) tra livello più alto e livello più basso.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per l'analisi di stabilità.

Tabella 5.1: muro sezione C – analisi stabilità – stratigrafia di calcolo

Unità	Parametri geotecnici (*)			
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	DESCRIZIONE
1	18.0	26	---	RILEVATO
2	19.0	19.5	6	RIPORTO ANTROPICO
3	19.0	26	---	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

(\*)NOTA: ai parametri geotecnici caratteristici sono stati applicati sia i coefficienti parziali che quello R afferente alle resistenze come indicato nel Pragrafo 2.2.6.

Nella tabella seguente si riportano solo i valori della verifica per la condizione di Svaso che è quella sicuramente sottoposta alle condizioni al contorno più gravose:

Tabella 5.2: muro sezione C – stabilità: SVASO Risultati del calcolo

condizione	Sovraccarico	F.S.	Riferimento grafico del calcolo
	[kPa]	[calcolato]	
svaso	26.00	1.38	Figura 5.13

Il valore del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale risulta sempre superiore al valore di 1.0.

# sezione calcolo 200ennale

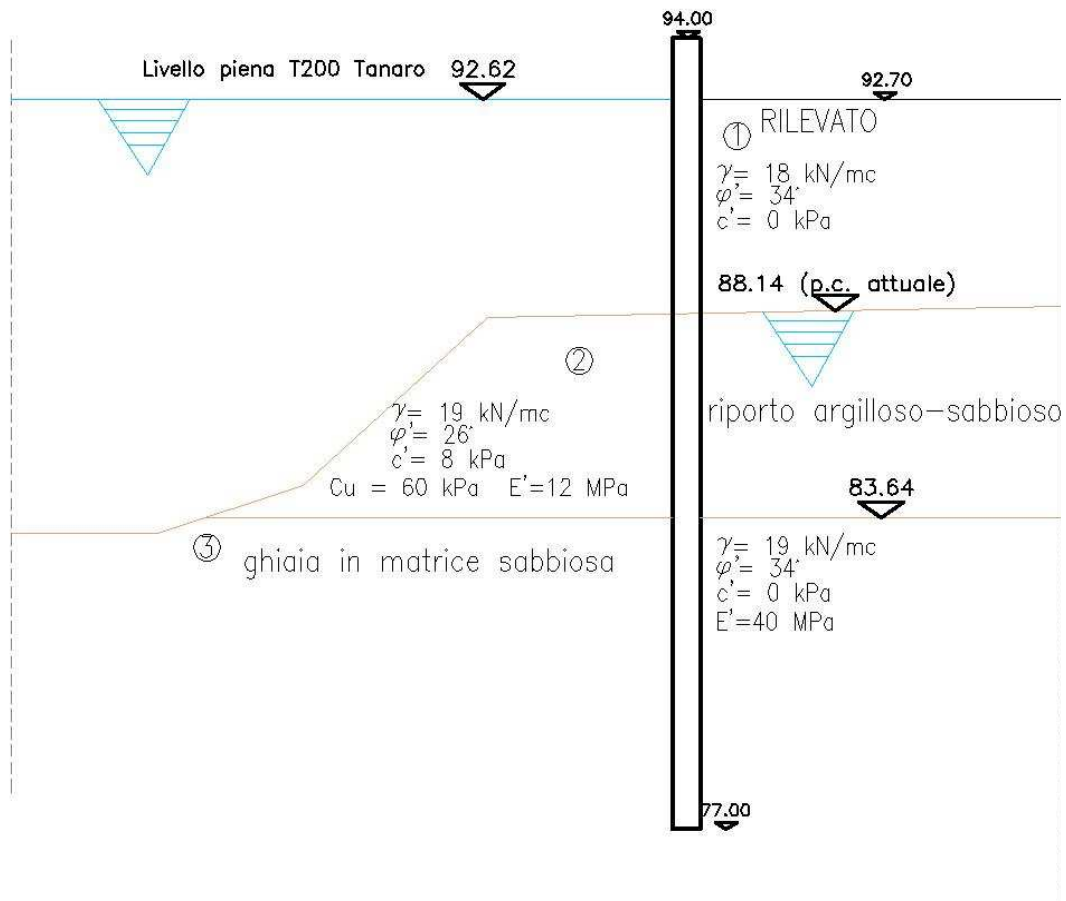


Figura 5.1: Rio Loreto – condizione di carico 200ennale – schema di calcolo

## sezione calcolo svaso

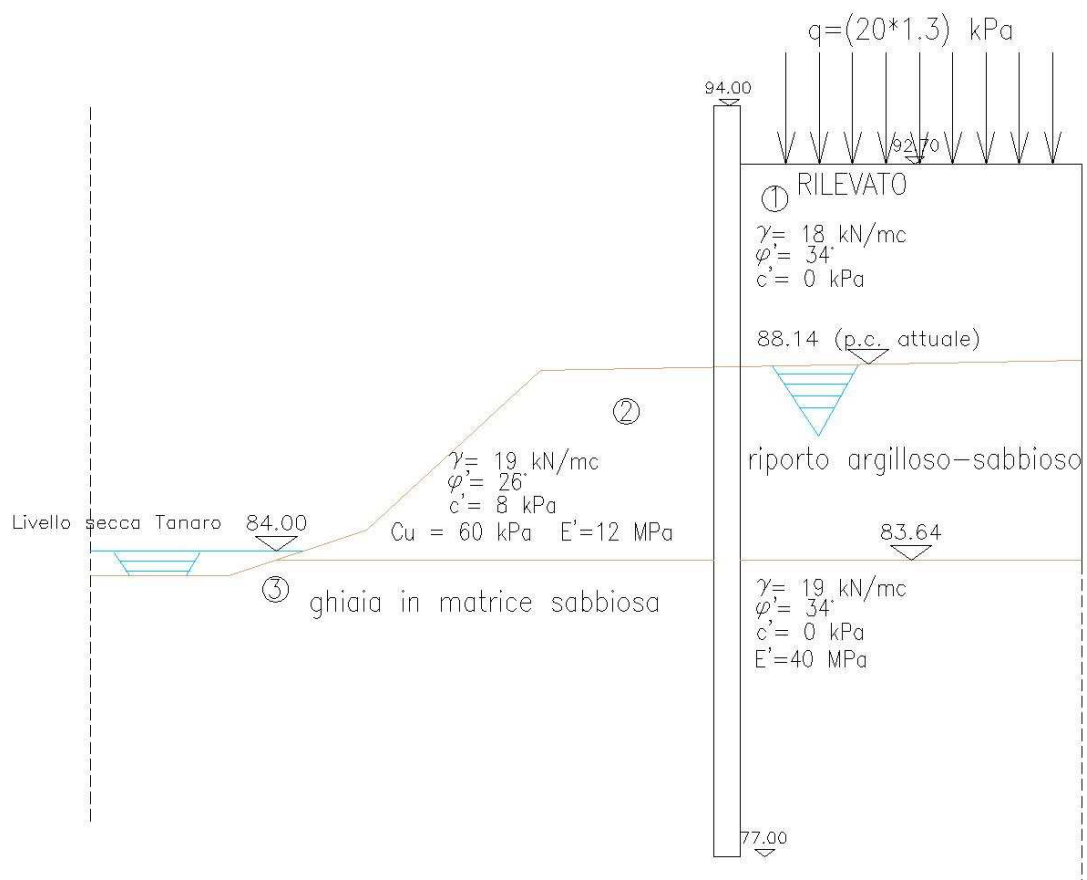


Figura 5.2: Rio Loreto – condizione di carico Svaso – schema di calcolo

# sezione calcolo sismica

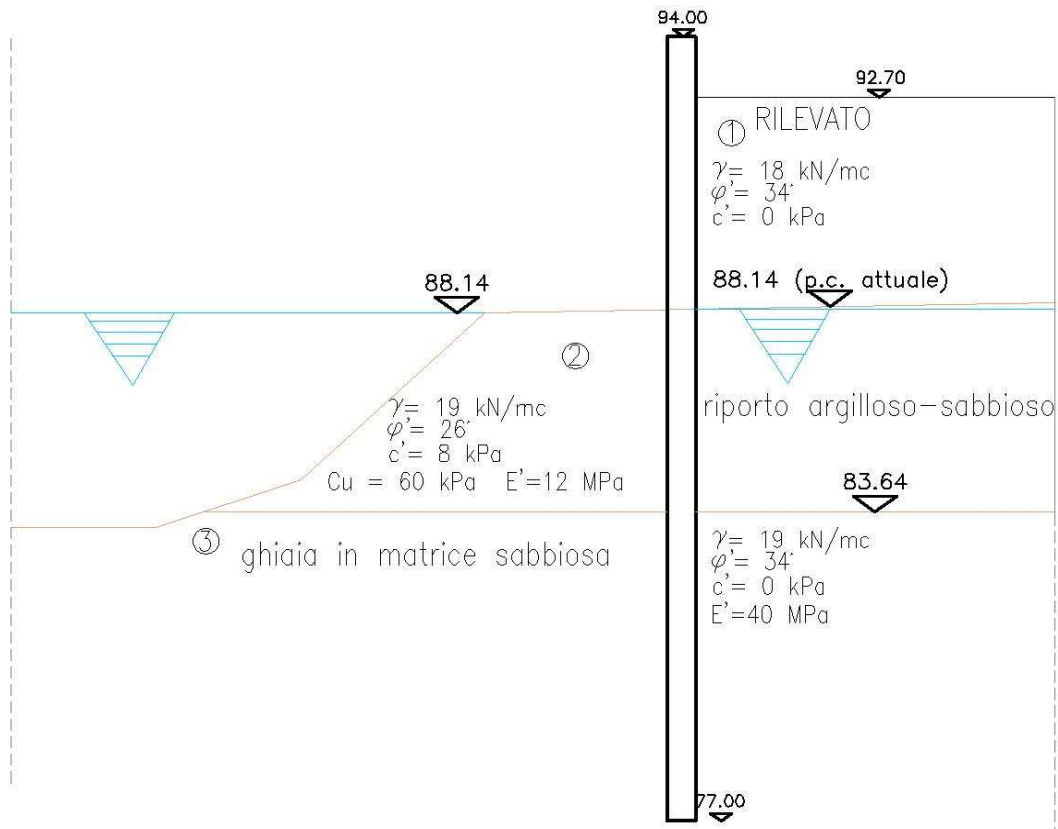


Figura 5.3: Rio Loreto – condizione di carico sismica – schema di calcolo

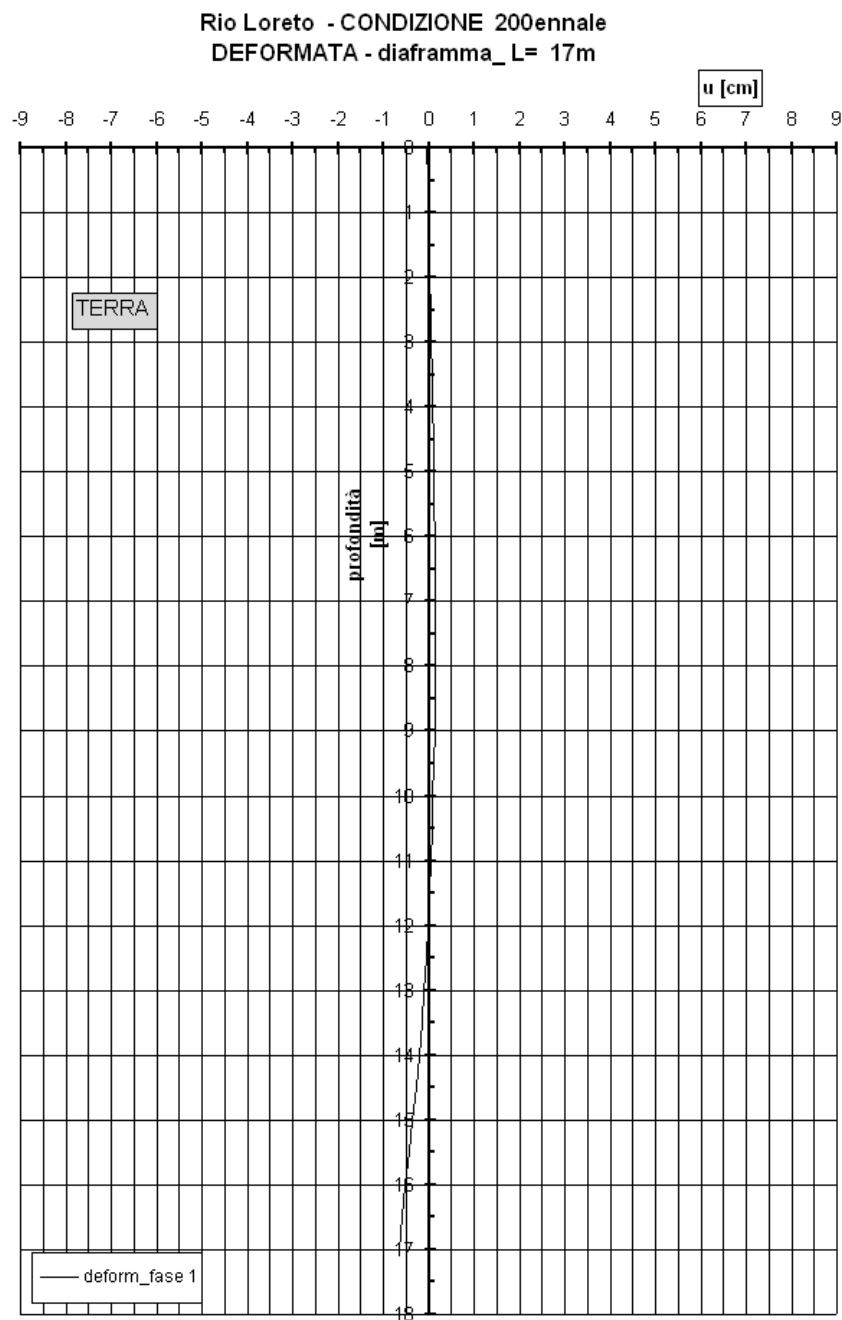


Figura 5.4: Rio Loreto – condizione di carico 200ennale – deformata

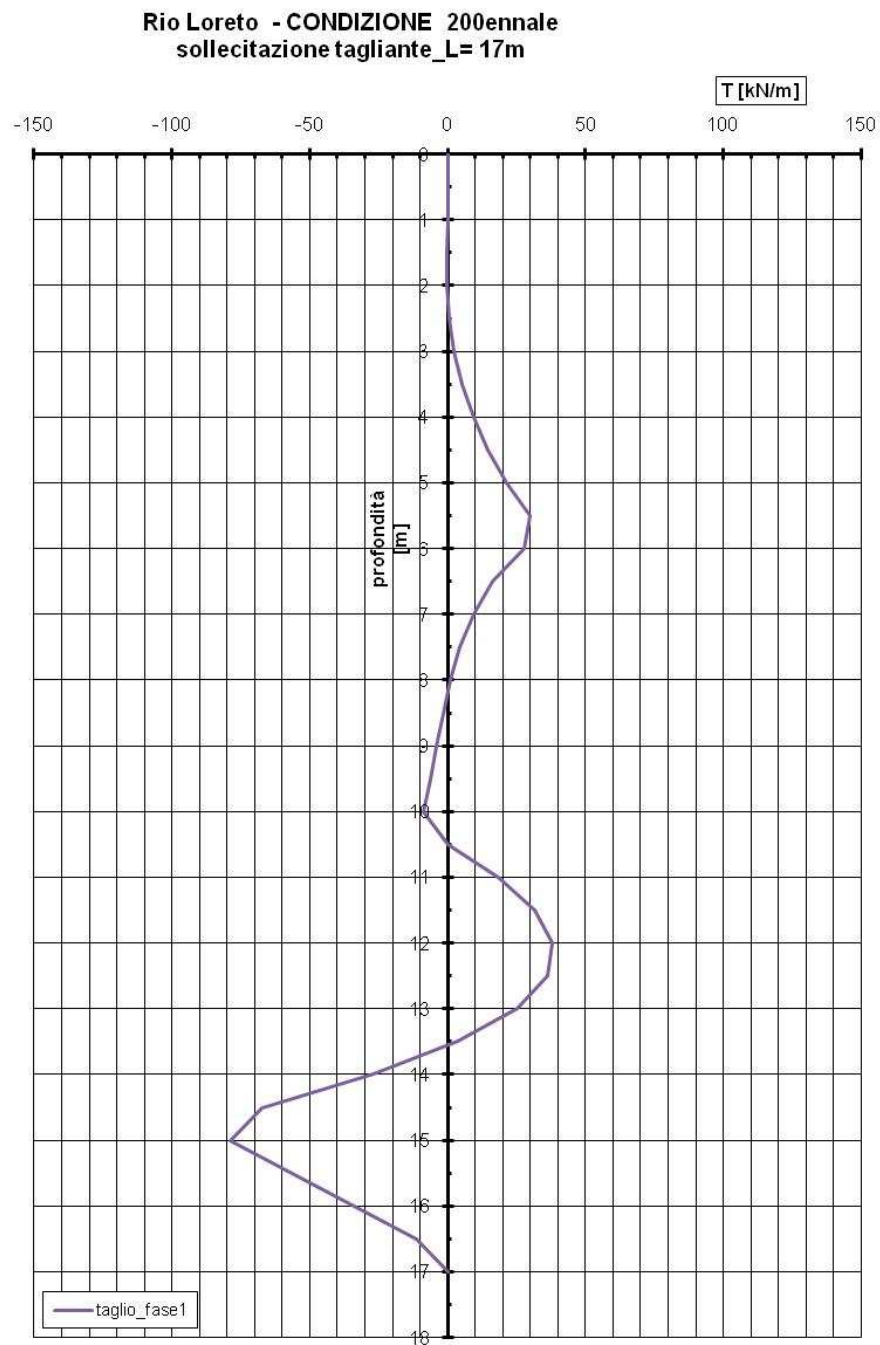


Figura 5.5: Rio Loreto – condizione di carico 200ennale – andamento taglio



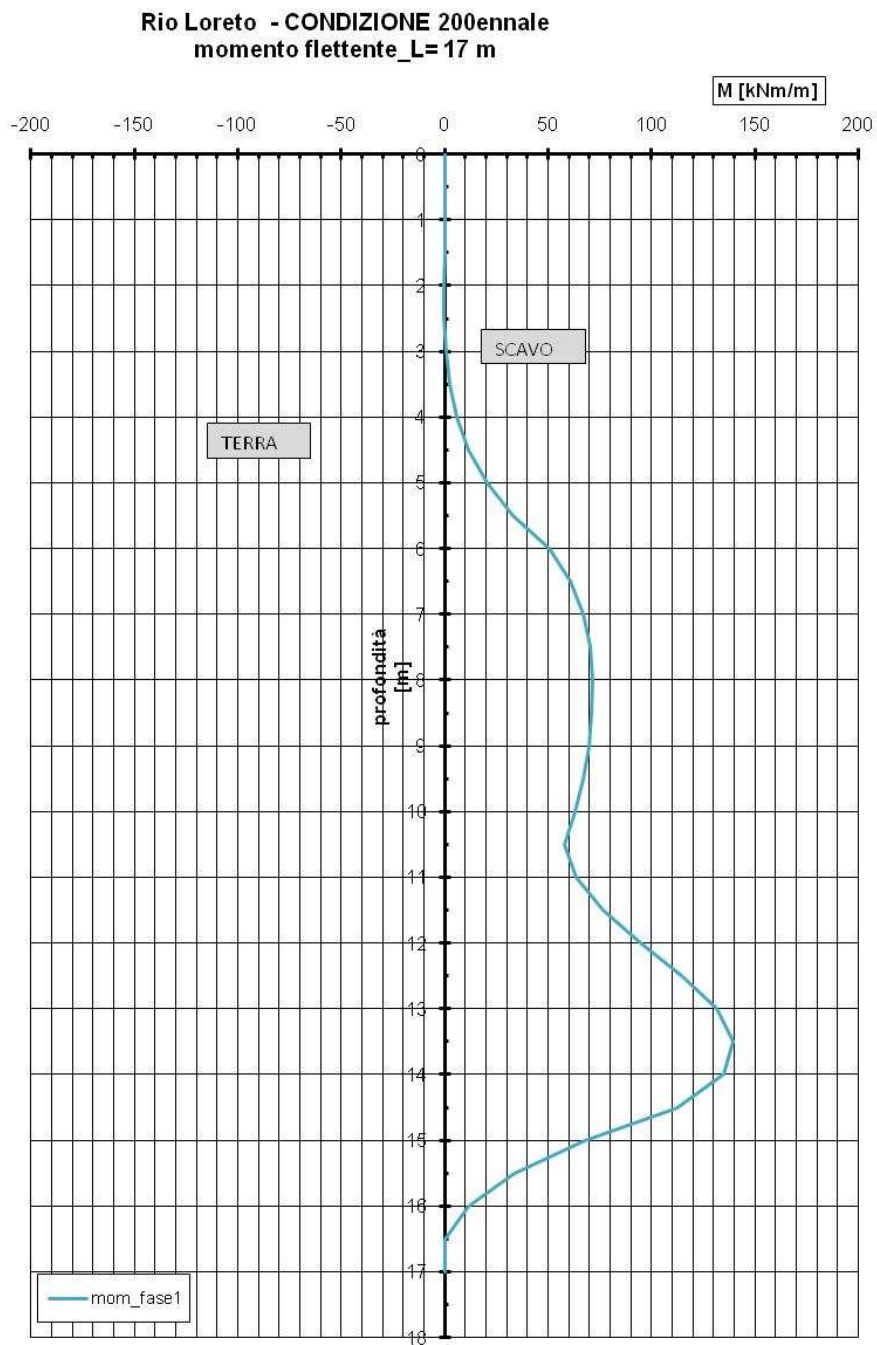


Figura 5.6: Rio Loreto – condizione di carico 200ennale – andamento momento flettente

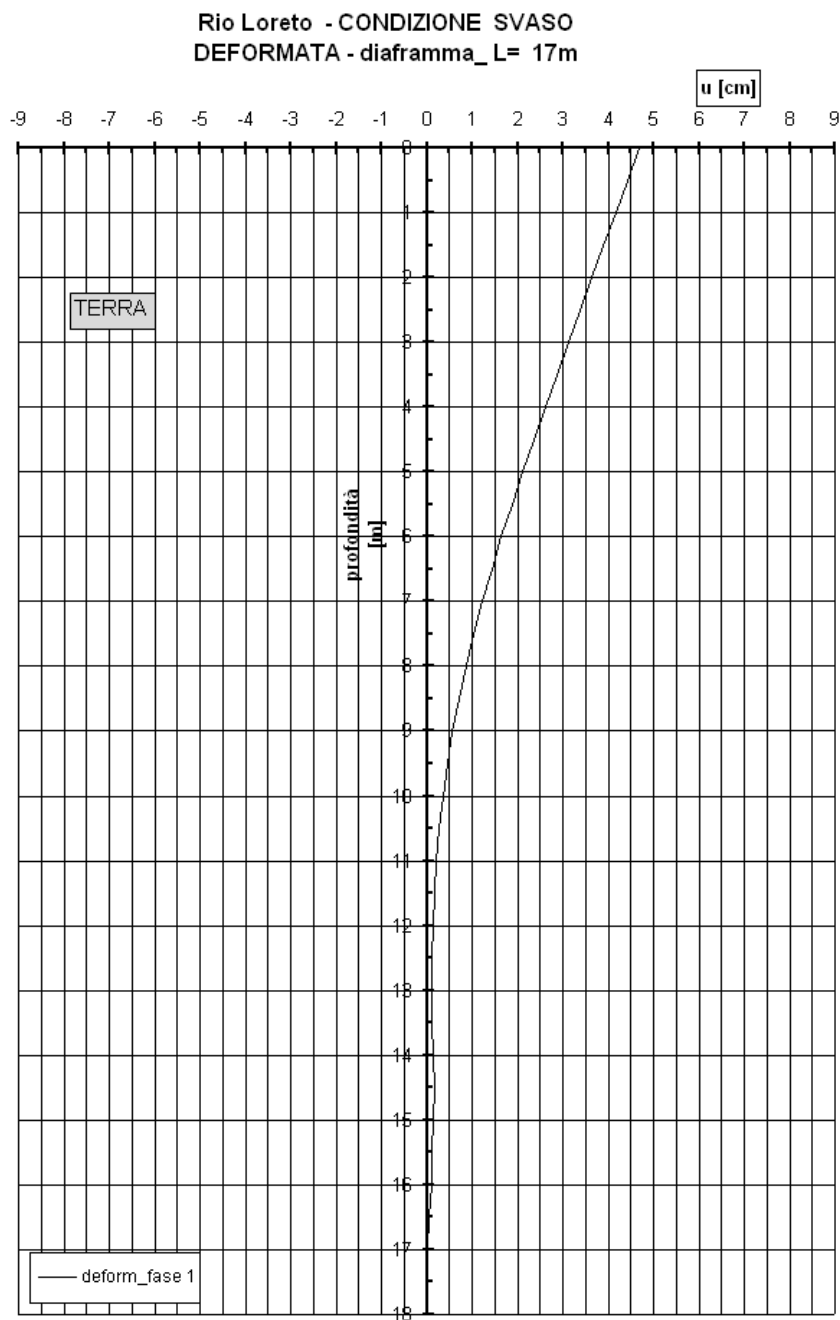


Figura 5.7: Rio Loreto – condizione di carico Svaso – deformata

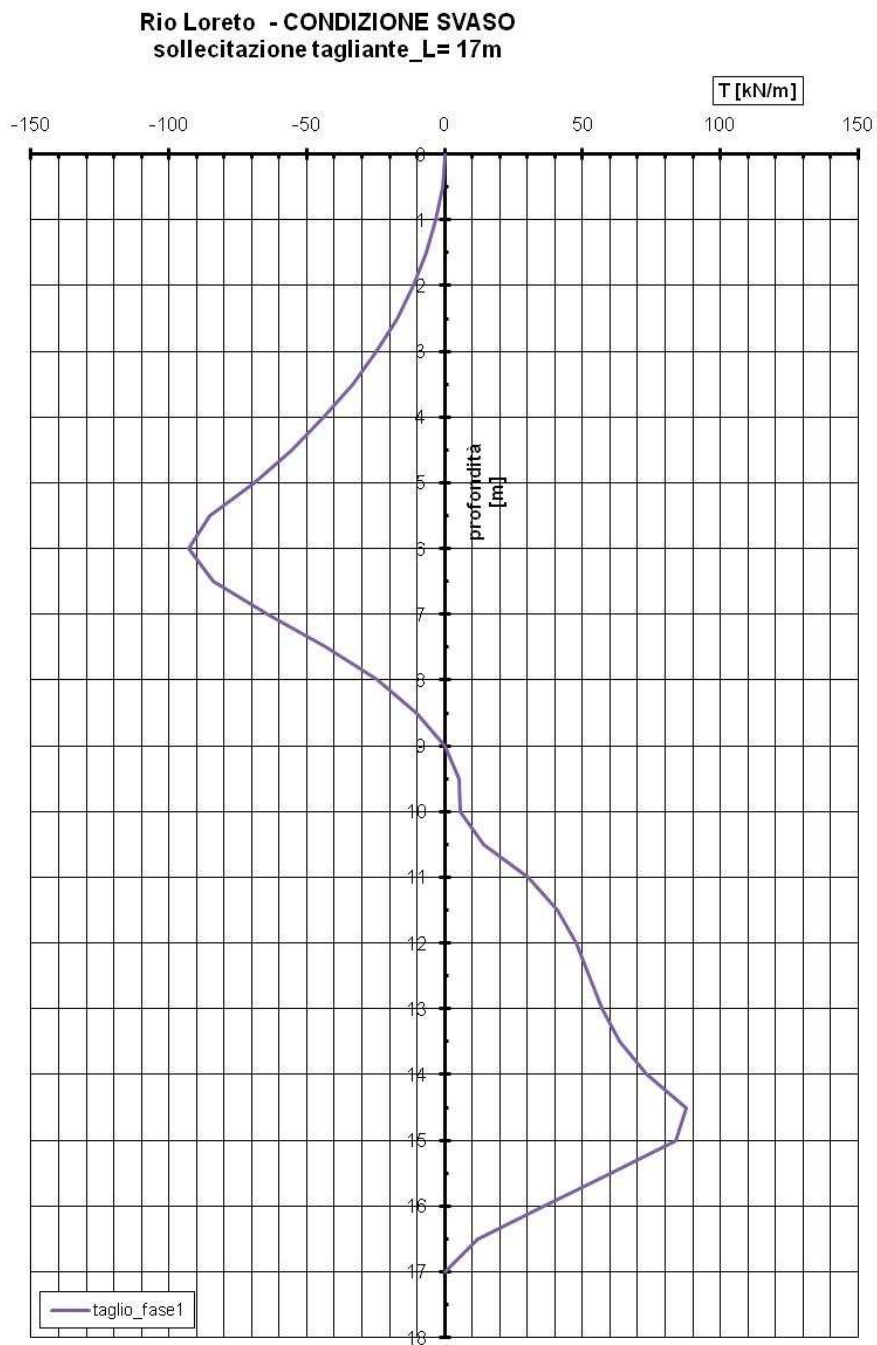


Figura 5.8: Rio Loreto – condizione di carico Svaso – andamento taglio

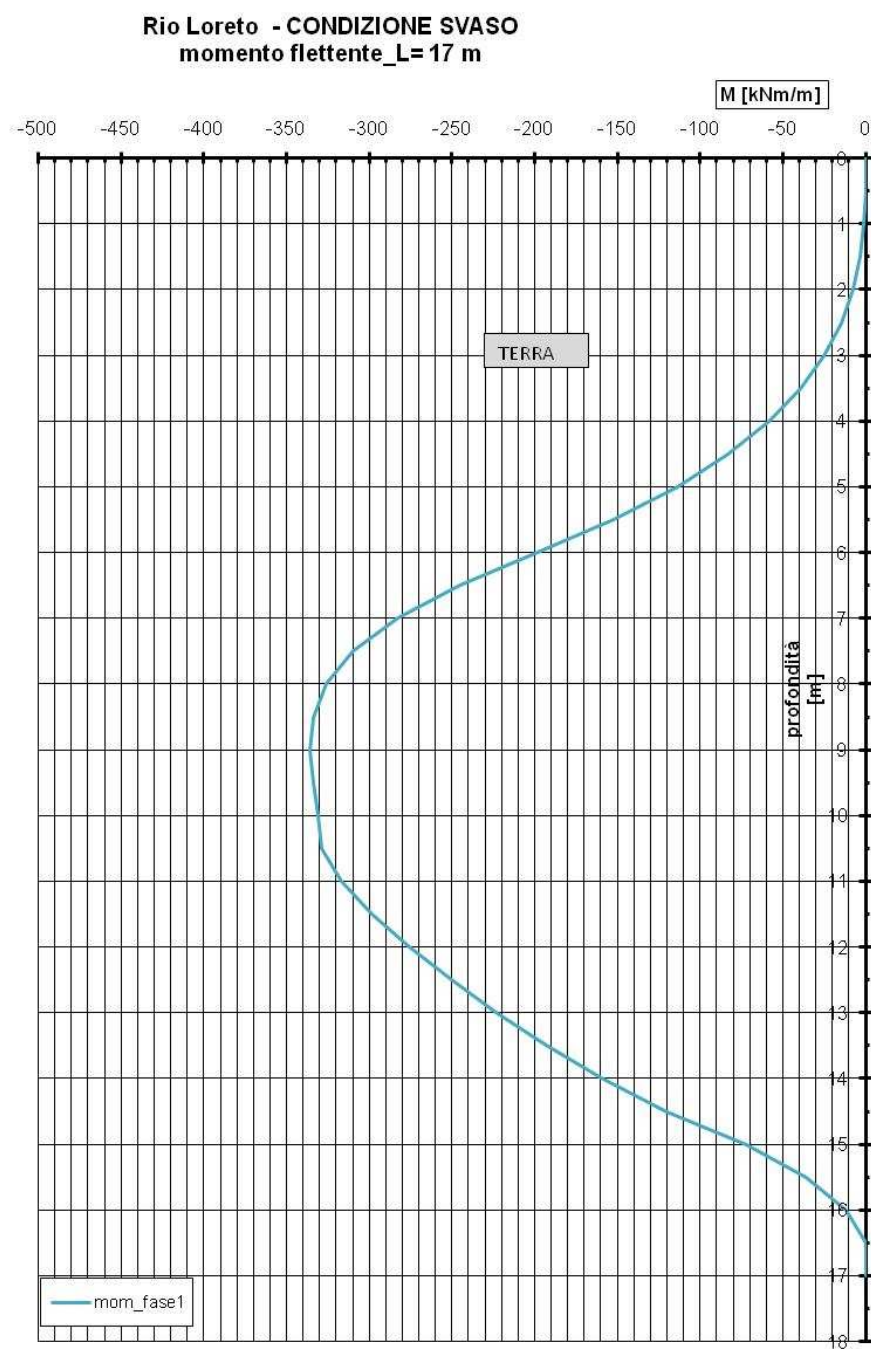


Figura 5.9: Rio Loreto – condizione di carico Svaso – andamento momento flettente

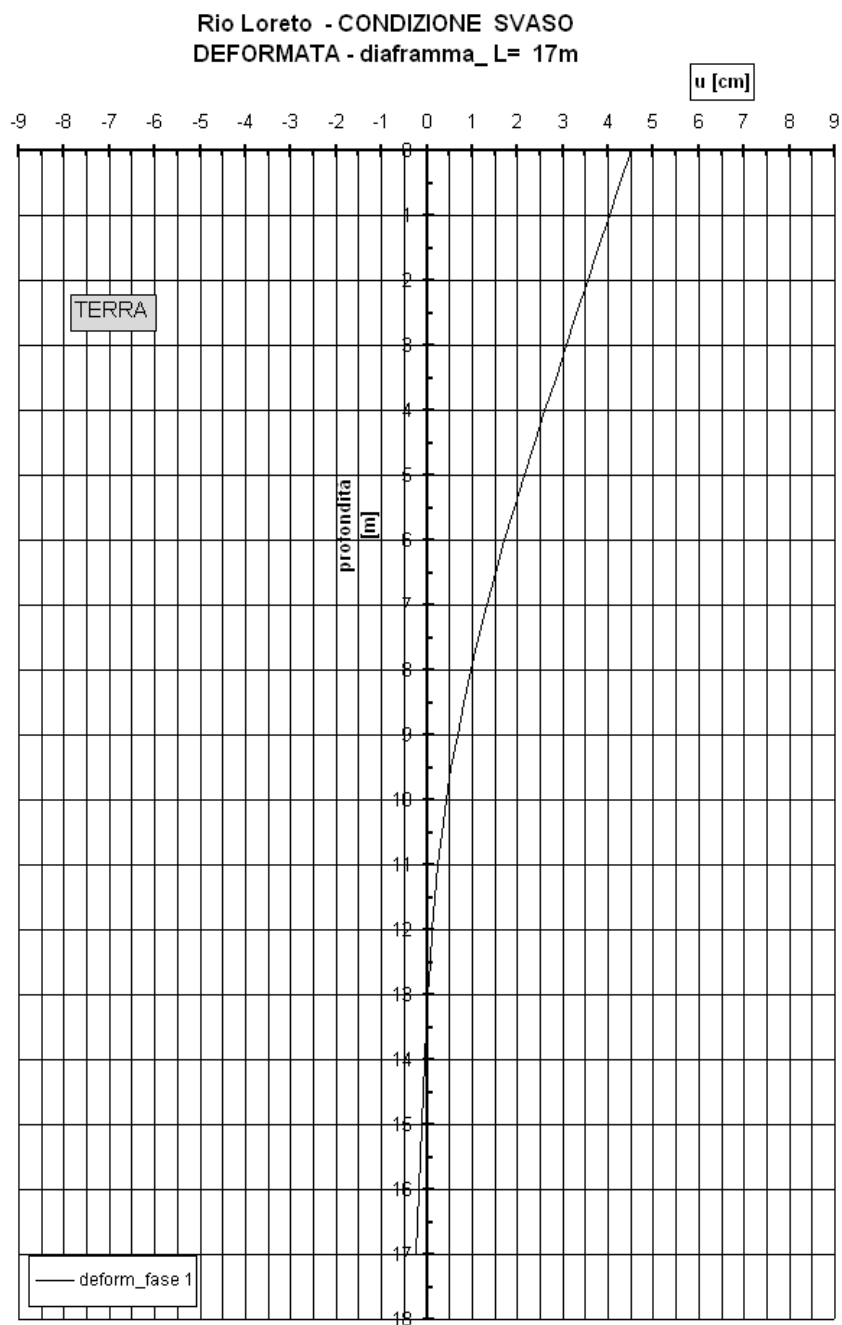


Figura 5.10: Rio Loreto – condizione di carico sismica – deformata

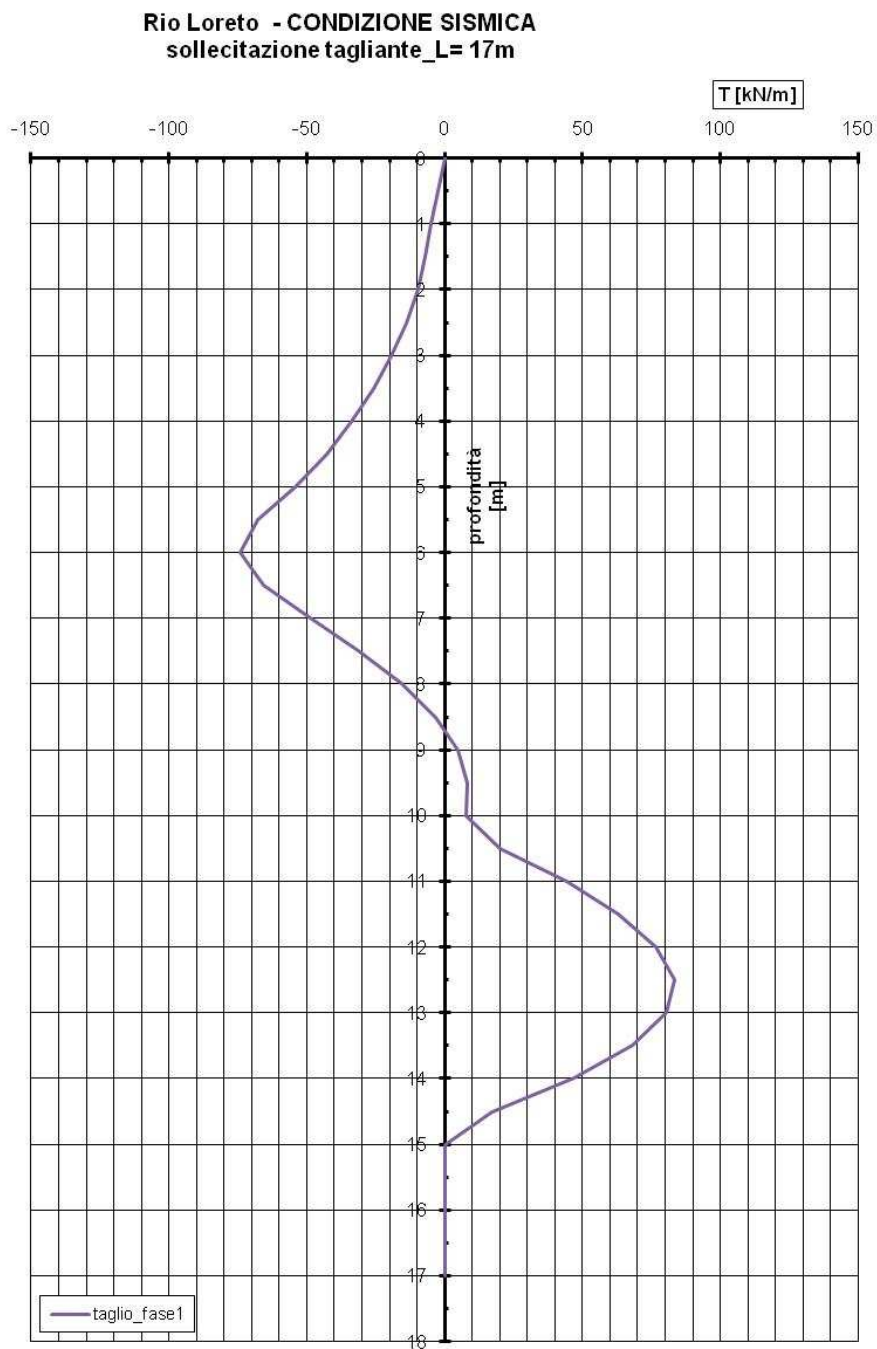


Figura 5.11: Rio Loreto – condizione di carico sismica – andamento taglio

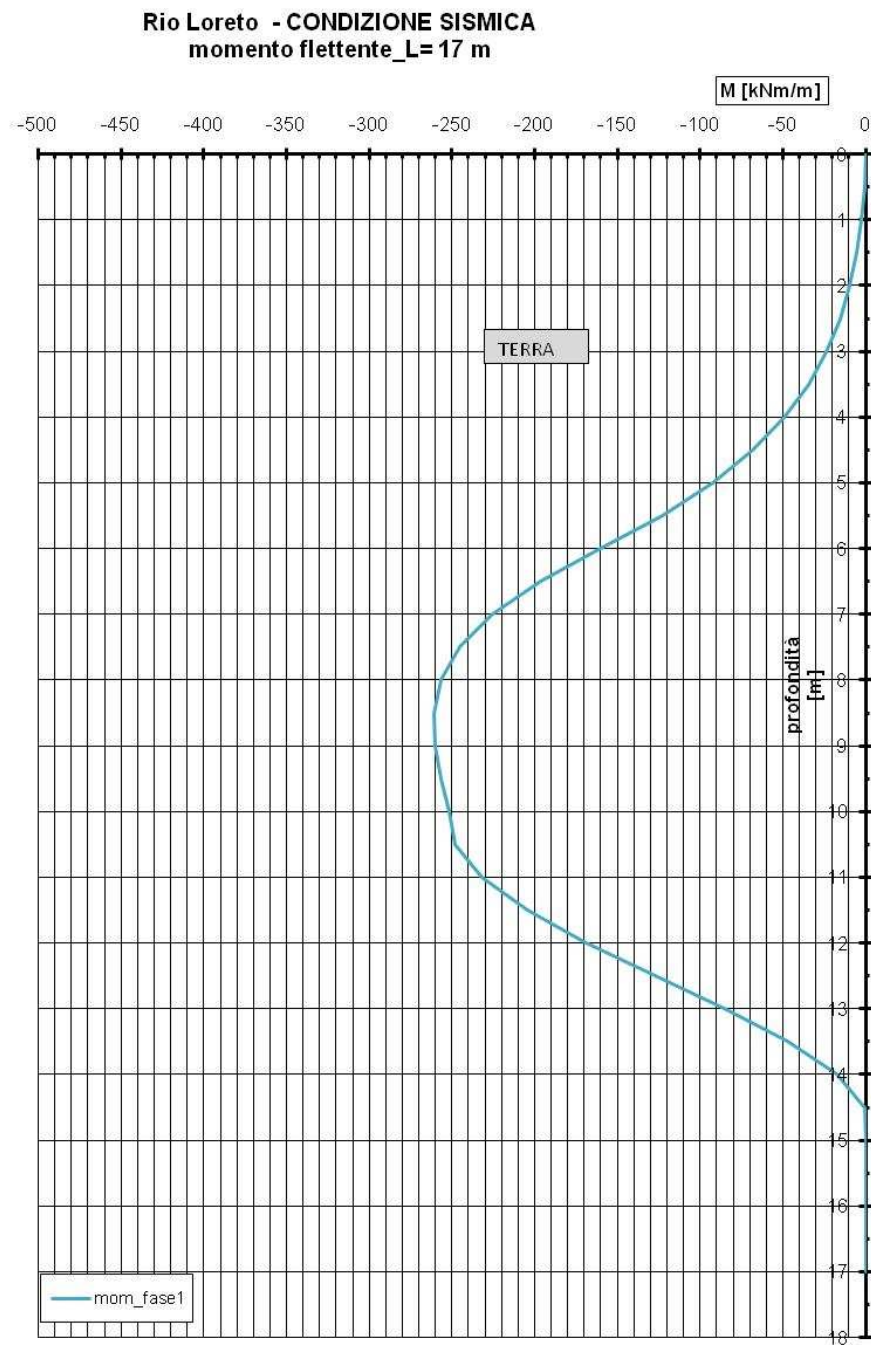


Figura 5.12: Rio Loreto – condizione di carico sismica – andamento momento flettente

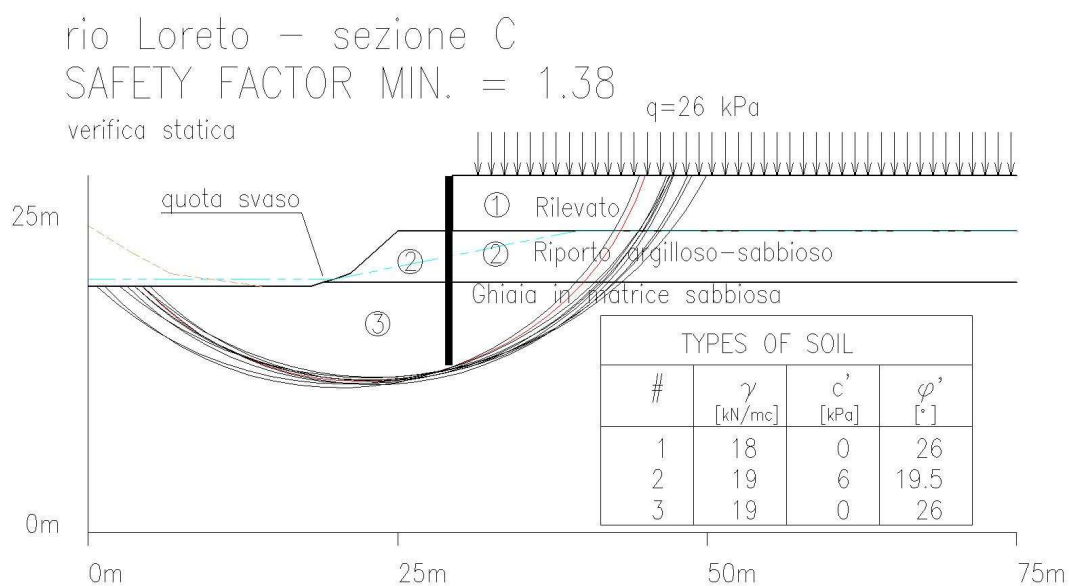


Figura 5.13: Rio Loreto Muro sezione C SVASO – verifica complesso muro terreno

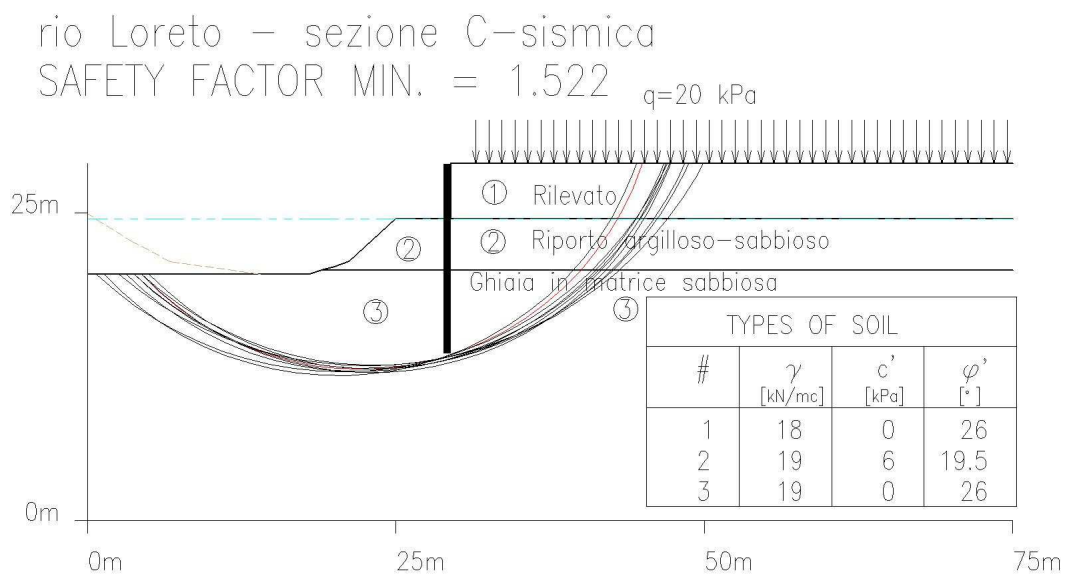


Figura 5.14: Rio Loreto Muro sezione C SVASO – verifica complesso muro terreno – verifica sismica



## 6. CHIAVICA

### 6.1 Descrizione

Il complesso denominato “chiavica” è costituito da diversi blocchi:

- vasca di sollevamento (con vasca di scarico)
- canale di scarico
- vasca di restituzione
- manufatto chiavica (con i muri d'ala)

Tutti i blocchi sono realizzati in c.a. in opera e sono costituiti principalmente da solette di fondazione, pareti e solette; si rimanda ai relativi capitoli per le descrizioni di dettaglio. E' importante notare che i diversi elementi sono separati da giunti strutturali.

Il complesso presenta in ogni suo componente un muretto a quota +94.00 raccordati agli argini esistenti a protezione della sponda sinistra del Rio Loreto e del Tanaro; tutte le superfici in quota con il piazzale a +92.70 sono carrabili e calcolati per carichi stradali di I° categoria.

Le strutture della chiavica sono state calcolate con una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso III.

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

L'accelerazione massima orizzontale di progetto  $a_{max}$  viene ottenuta amplificando l'accelerazione massima attesa  $a_g$  per tenere conto degli effetti topografici ( $S_t$ ) e stratigrafici ( $S_s$ ):  $a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$ .

Nel caso in esame si considerano:

- un sottosuolo di categoria C ( $S_s=1.5$ ), “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori

superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina), coerentemente a quanto indicato nella relazione geologico - geotecnica;

- la categoria topografica T1 ( $S_t=1.0$ ) "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ "
- stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

☒ Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 8.61743      LATITUDINE: 44.93557

☐ Ricerca per comune      REGIONE: Piemonte      PROVINCIA: Alessandria      COMUNE: Alessandria

Elaborazioni grafiche  
☐ Grafici spettri di risposta  
☐ Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
☐ Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
☐ Sito esterno al reticolo  
☐ Interpolazione su 3 nodi  
☒ Interpolazione corretta

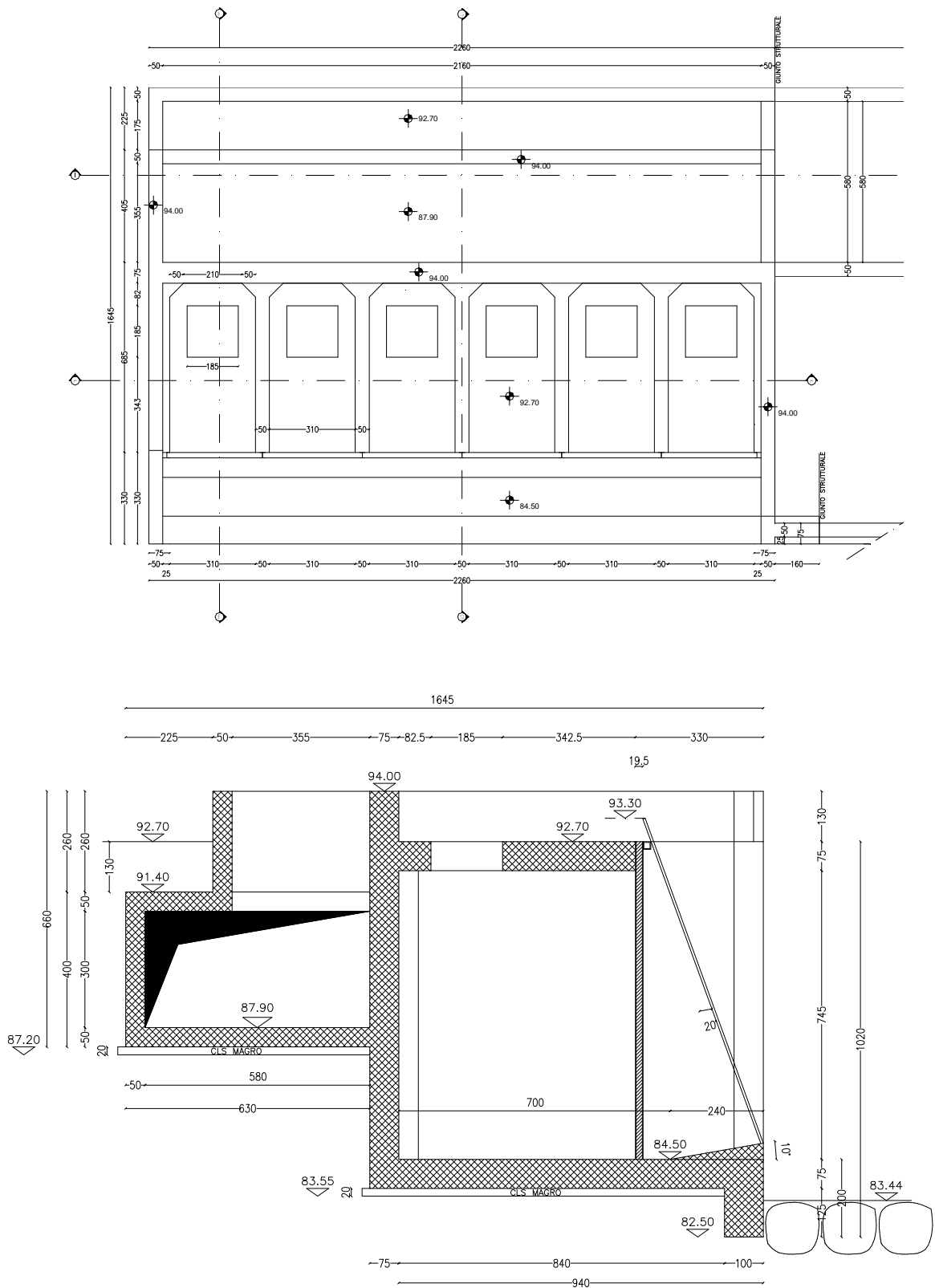
Interpolazione  
superficie rigata

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

## 6.2 VASCA DI SOLLEVAMENTO

### 6.2.1 Descrizione dell'opera

La vasca di sollevamento (tavola LOR 3008-3009-3010) è un manufatto in c.a. realizzato in opera di di grosse dimensioni composto da due parti comunque costituenti un corpo unico: la parte frontale con gli alloggiamenti per le pompe realizzata con solette e pareti di 75cm di spessore (50cm le pareti divisorie) e la parte posteriore che è una vasca di scarico di spessore 50cm aperta superiormente e che si aggancia al canale di scarico.



### 6.2.1.1 Modello di calcolo

#### INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

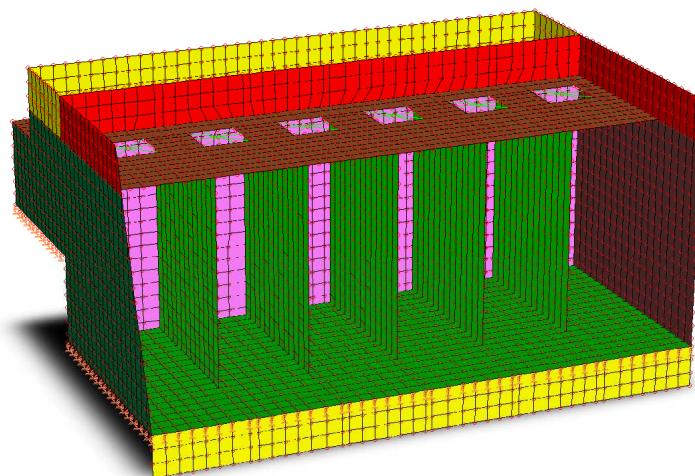
Nome dell'archivio di lavoro	Vasca di scarico
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

#### NORMATIVA

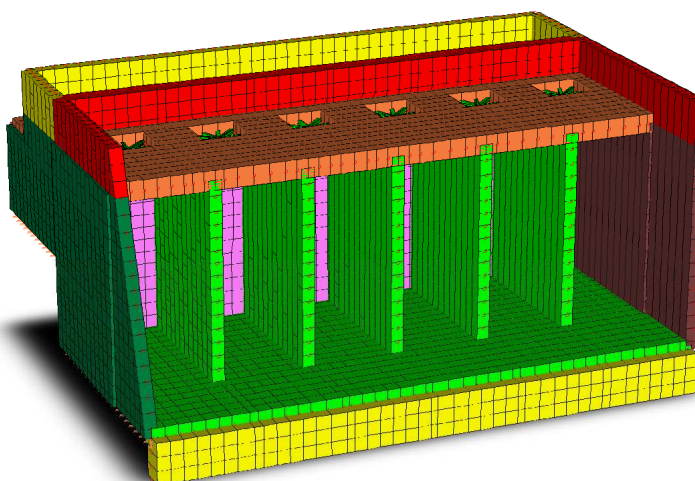
Vita nominale costruzione	100 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	150 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	1424 anni
Localita'	Strada Carlo Forlanini, Alessandria
ag/g	0.081
F0	2.57
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

#### DATI SPETTRO

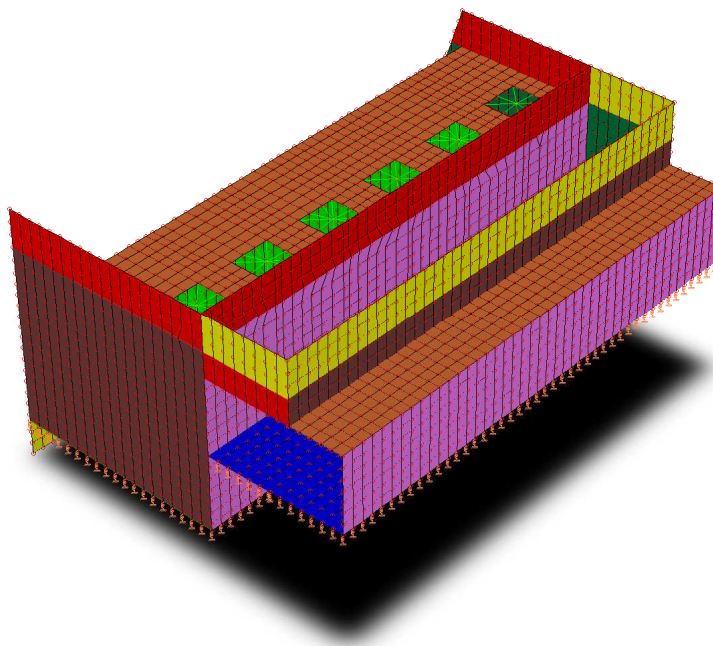
Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.3122 [C1 = 0.05 H = 1150]
$\lambda$	1
Fattore q di struttura	qor=1
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Sd (T1)	0.312 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.312



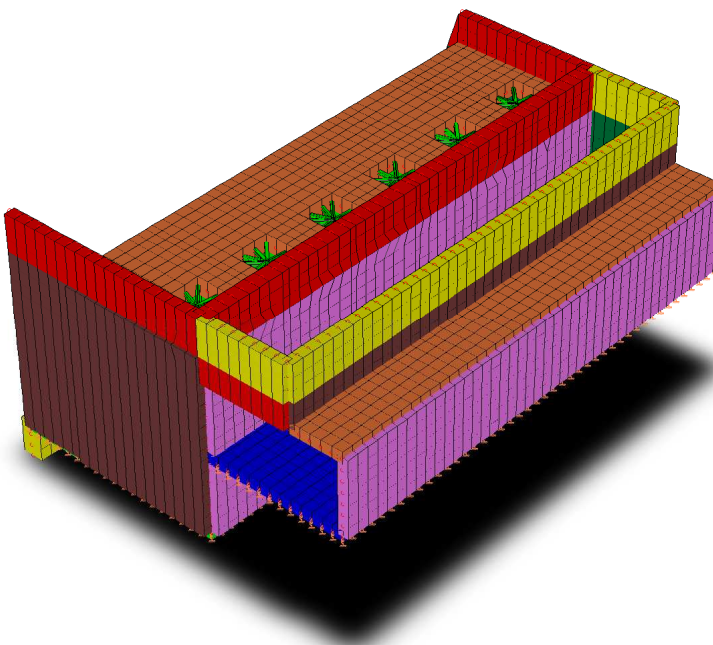
Modello piano – vista 1



Modello solido – vista 1



Modello piano – vista 2

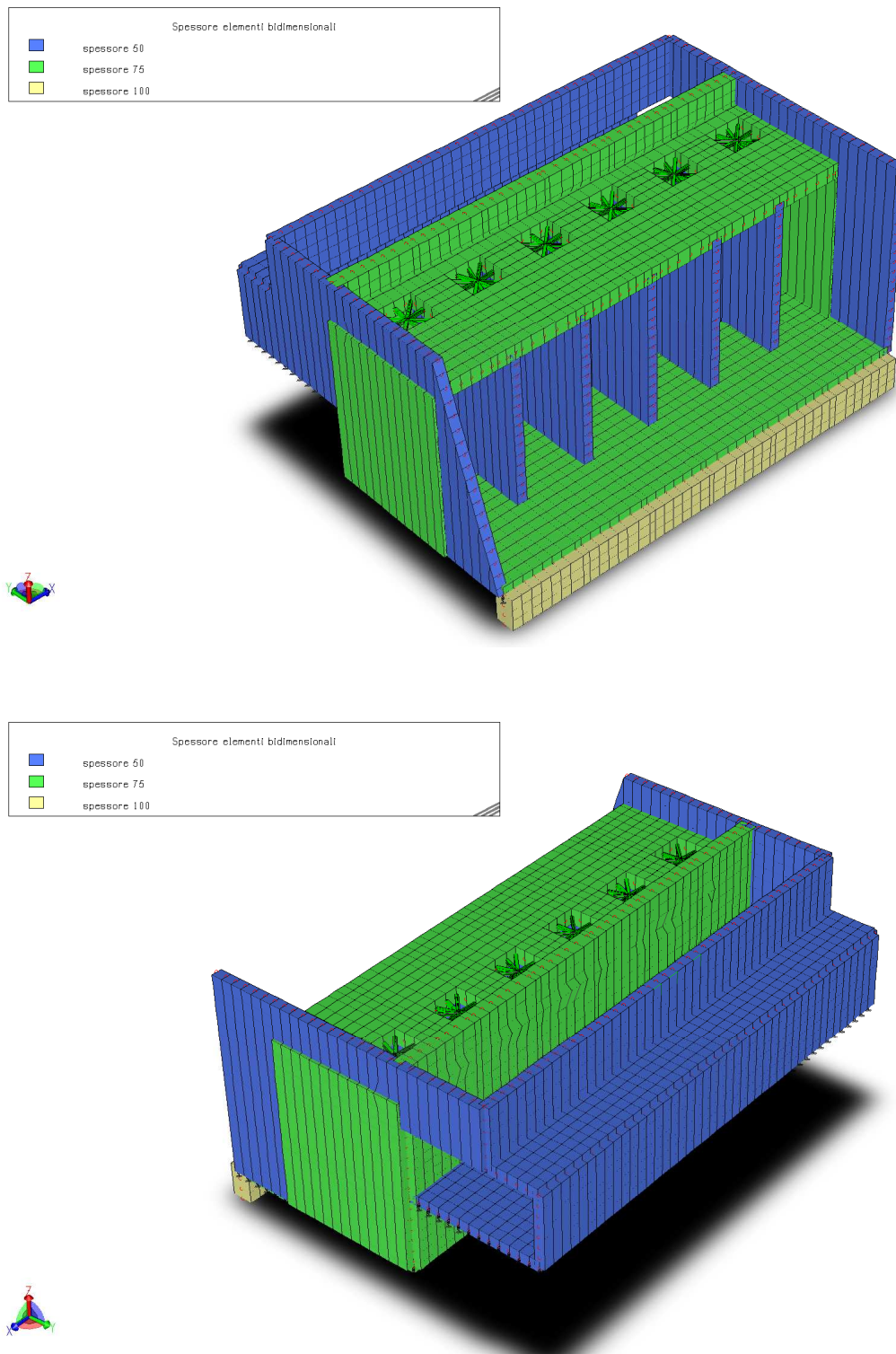


Modello solido – vista 2



### 6.2.1.2 Caratteristiche geometriche

#### Sezioni utilizzate nel modello strutturale



### Lista Materiali Utilizzati

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C28/35 (Rck 350)	+3.20e+005	0.120	0.00250	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
2	Acciaio	+2.10e+006	0.300	0.00000	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

(le travi in acciaio sono fittizie e sono state inserite per riportare il carico delle pompe sulla soletta)

### Gruppi della struttura

#### ELEMENTO FINITO: TRAVE

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	supporti pompa	

#### ELEMENTO FINITO: PIASTRA

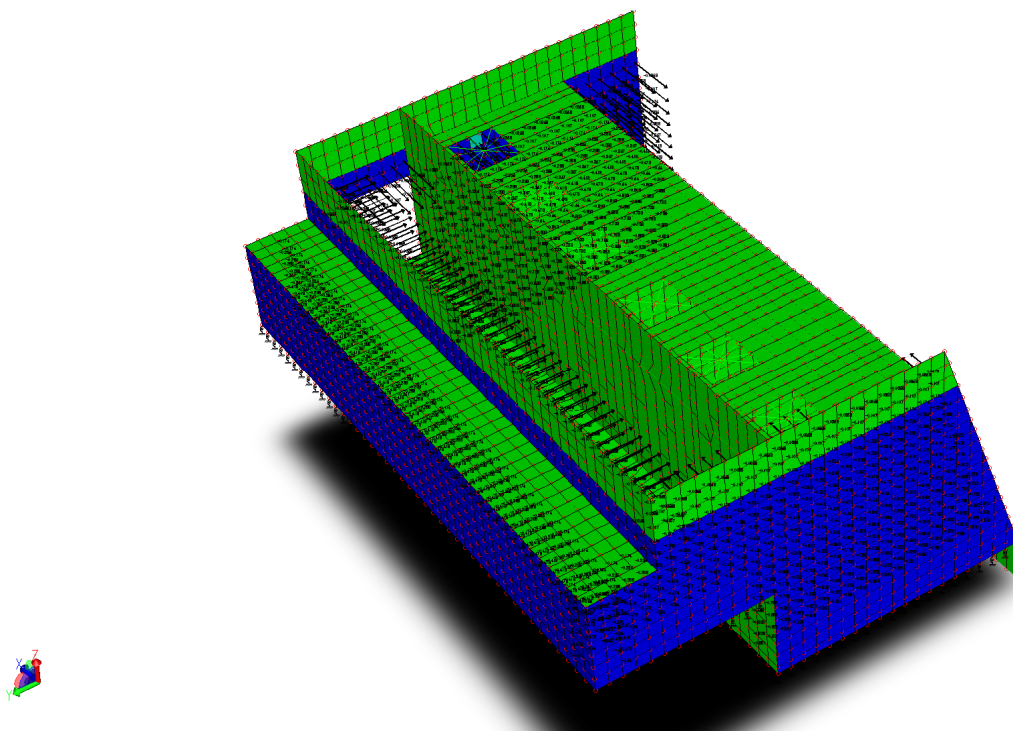
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Soletta Pav.-Vasca	
2	Soletta Tetto- Vasca	
3	Muro 1-Vasca	
4	Muro 2-Vasca	
5	Muro 3 -Vasca	
6	Muro 4 -Vasca	
7	Parapetto -Vasca	
8	Soletta Pav.- Pompe	
9	Soletta Tetto -Pompe	
10	Muro 1 -Pompe	
11	Muro 2 -Pompe	
12	Muro 3-Pompe	
13	Parapetto - Pompe	
14	Piede	
15	Pareti interne	

#### ELEMENTO FINITO: VINCOLO

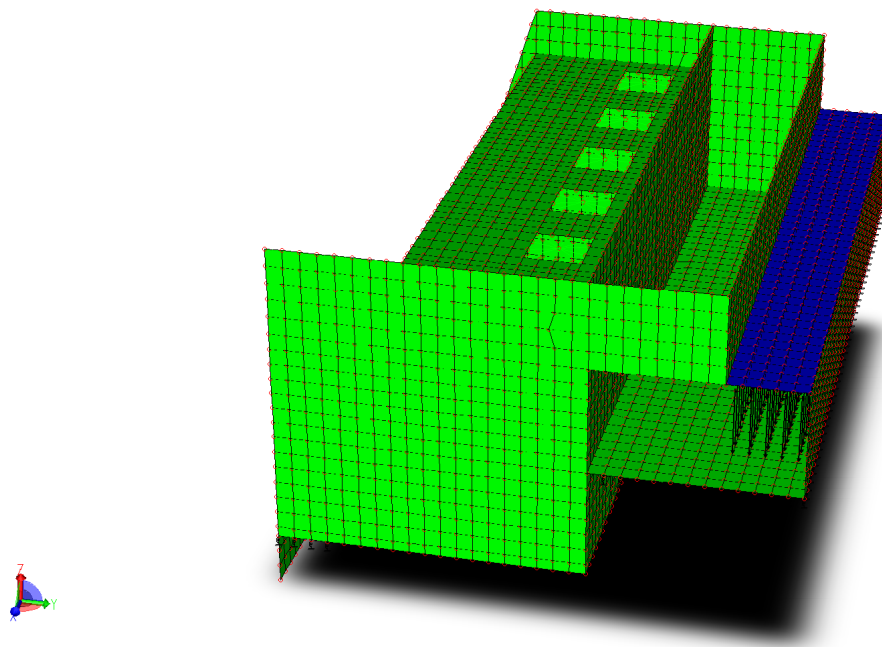
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Vincoli di platea cost. sottofondo = 2	

### Elementi e carichi: Piastra

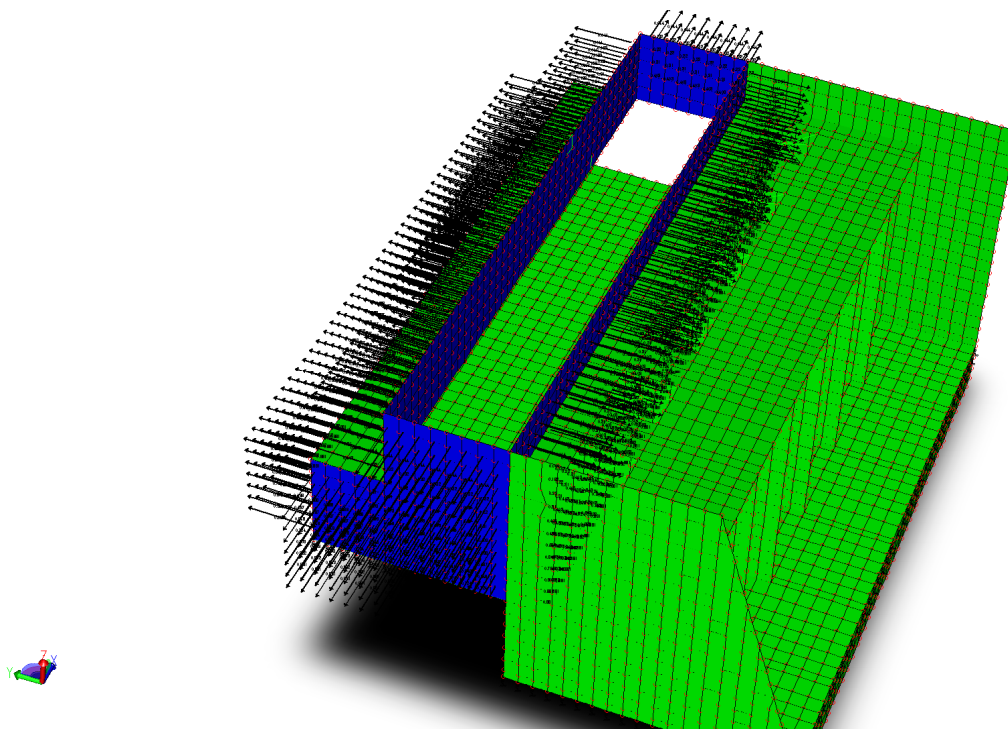




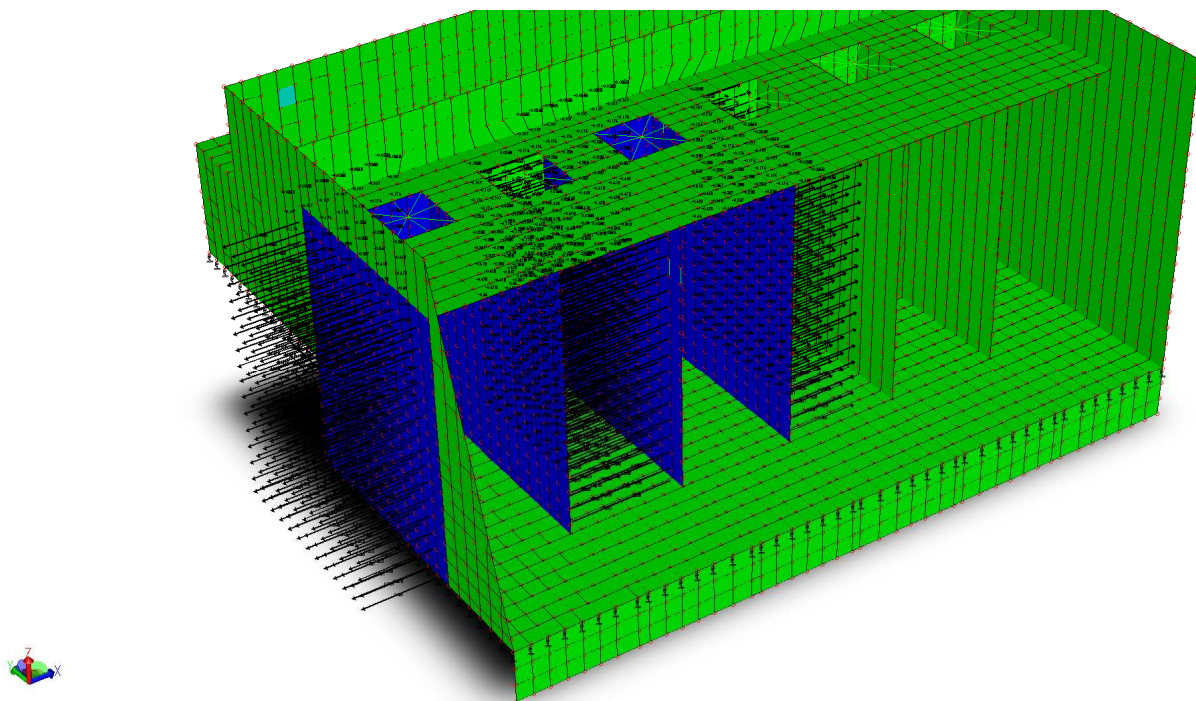
Spinta terreno a monte



Sovraccarico piazzale



Spinta acqua (dall'interno della vasca di scarico)



Spinta acqua (dall'alloggiamento pompe 1-3))

## 6.2.2 Condizioni di carico

### 6.2.2.1 Analisi dei carichi - azioni

In accordo con le Nuove Norme Tecniche del 2008 sono stati valutati i carichi agenti sulle strutture:

#### Peso proprio

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

dove:

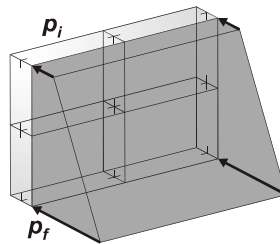
*Vol*: volume dei setti in conglomerato armato ( $m^3$ );

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$  peso specifico del conglomerato armato.

Viene calcolato automaticamente dal software, una volta inserita la geometria della struttura e le proprietà dei materiali.

#### Spinta Idrostatica (vasca di scarico piena a quota +94.00)

La spinta idrostatica dovuta alla presenza di acqua a quota +94.00; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto.



Poiché si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che l'acqua si trovi a quota piano campagna +94.00, il valore  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_f = \gamma_w \cdot H = 63.5 \text{ kN/m}^2$ ,

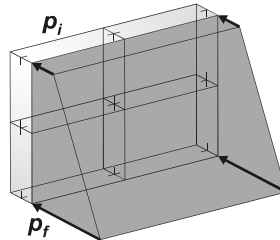
dove:

$H = 6.35 \text{ m}$  altezza idrica rispetto all'asse della soletta di fondo della vasca di scarico

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  peso specifico dell'acqua.

### Spinta Idrostatica (manutenzione vano pompe)

La spinta idrostatica dovuta alla presenza di acqua a quota +92.70; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono i vani pompe.



Poiché si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che l'acqua si trovi a quota piano campagna +92.70, il valore  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_f = \gamma_w \cdot H = 82.0 \text{ kN/m}^2$ ,  
dove:

$H = 8.2 \text{ m}$  altezza idrica rispetto alla soletta di fondo della vasca di sollevamento;

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  peso specifico dell'acqua.

### Spinta attiva del terreno

La spinta attiva dovuta alla presenza di terreno a tergo dell'opera viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti in elevazione che costituiscono le spalle del manufatto. La pressione in sommità, a quota +92.70 assume un valore pari a  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ , in corrispondenza della fondazione  $p_f = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_m = 59.0 \text{ kN/m}^2$ .

dove:

$H_m = 8.20 \text{ m}$  altezza del terreno di monte rispetto all'asse della soletta di fondo

$K_a = 0.40$  coefficiente di spinta attiva cautelativo, calcolato mediante la relazione di Coulomb con estensione di Muller Breslau;

In presenza dell'azione sismica la formula della pressione al piede del manufatto si modifica nel seguente modo:  $p_f = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_m \cdot (1 \pm k_v)$ ;

dove:

$K_a = 0.50$  coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe (a favore di sicurezza nel modello si amplificheranno le spinte del terreno per 1,4 invece del valore di calcolo pari a 1,25);  
 $k_v$  è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

#### Pacchetto piazzale superiore

Sulla soletta di sommità si considera un carico uniformemente distribuito  $q$  di 26  $kN/m^2$  per il pacchetto del piazzale di transito ( $\gamma_{piazzale} = 20 kN/m^3$  peso specifico pacchetto ed 1.30m di ricoprimento).

#### Carico pompe

Per la soletta di sommità la presenza del carico delle pompe nelle due condizioni:

- statico: 20.000 daN
- dinamico: 30.000 daN.

#### Carico automezzi

Per la soletta di sommità si considera inoltre un carico per il transito di mezzi per la manutenzione con i valori del carico stradale di 1° categoria indicato nella tab. 5.1.II delle NTC08 pari a 4 carichi da 150kN formanti un rettangolo 1.20x2.00m.

#### **Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale**

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Spinta terreno monte	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.590000	1.0000	1.0000
Spinta acqua	4	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	0.635000	1.0000	1.0000
Spinta acqua manutenzione	5	Condizione 5	Permanente: Permanente portato	0.820000	1.0000	1.0000

#### **Carico di superficie nella direzione globale V, agente sulla superficie reale**

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Carico piazzale	3	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.260000	0.0000	0.0000

#### **CONDIZIONI DI CARICO AI NODI**

Num.cond.carico	Descrizione							
1	Carico la cat.	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		739			-1.50e+004			
		742			-1.50e+004			
		755			-1.50e+004			

Num.cond.carico	Descrizione							
		758			-1.50e+004			
2	Pompe statico	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6199			-2.00e+004			
		6200			-2.00e+004			
		6201			-2.00e+004			
		6202			-2.00e+004			
		6203			-2.00e+004			
		6204			-2.00e+004			
3	Pompe dinamico	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6199			-3.00e+004			
		6200			-3.00e+004			
		6201			-3.00e+004			
		6202			-3.00e+004			
		6203			-3.00e+004			
		6204			-3.00e+004			

### Azione sismica

In virtù della regolarità in pianta e altezza della struttura verrà svolta un'**analisi sismica di tipo statico equivalente** (NTC 2008 par. 7.3.3.2). La forza sismica orizzontale assume le seguente espressione:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

dove:

- $W$ : peso complessivo della costruzione (massa sismica);
- $\lambda$ : coefficiente che, nel caso specifico, assume valore unitario;
- $S_d(T_1)$ : ordinata dello spettro di risposta di progetto ottenuto moltiplicando lo spettro di risposta elastico corrispondente per  $1/q$ ;
- $q$ : fattore di struttura da utilizzare in ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Nel caso specifico è pari a 1.0.
- $T_1$ : periodo del modo di vibrare principale;
- $g$ : accelerazione di gravità.

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - $V_N$	<input type="text" value="100"/>	info
Coefficiente d'uso della costruzione - $c_U$	<input type="text" value="1.5"/>	info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - $V_R$	<input type="text" value="150"/>	info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - $T_R$		info
Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Limit State	Ordinary Strategy $T_R$ (anni)	Chosen Strategy $T_R$ (anni)
SLO	90	90
SLD	151	151
SLV	1424	1424
SLC	2475	2475

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

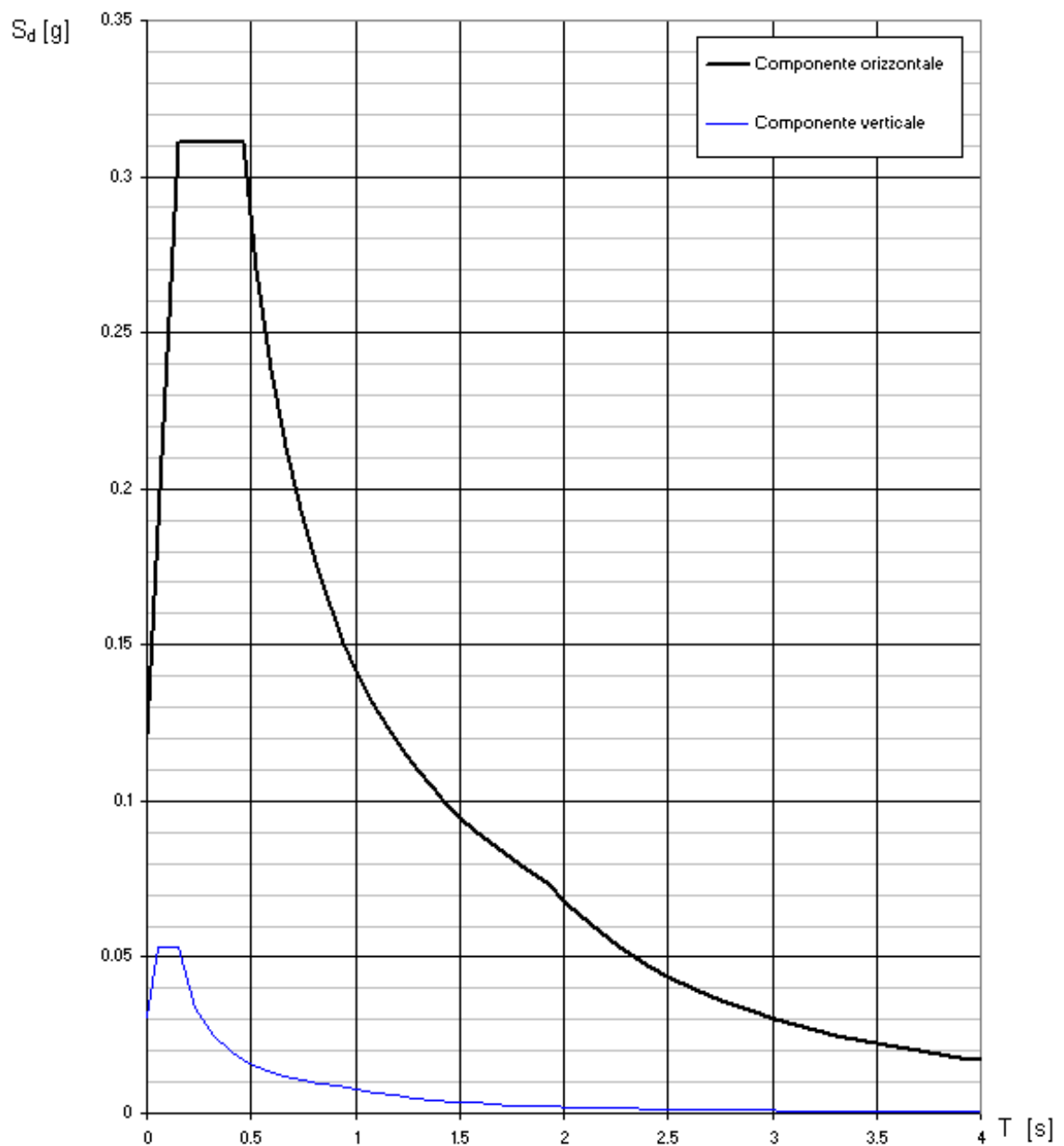
INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

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





## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.081 g
$F_o$	2.568
$T_c$	0.290 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.579
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.153 s
$T_C$	0.458 s
$T_D$	1.923 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendovi con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

$T$ [s]	$S_e$ [g]
0.000	0.121
0.153	0.311
0.458	0.311
0.528	0.270
0.598	0.238
0.668	0.214
0.737	0.193
0.807	0.177
0.877	0.163
0.947	0.151
1.016	0.140
1.086	0.131
1.156	0.123
1.226	0.116
1.295	0.110
1.365	0.104
1.435	0.099
1.504	0.095
1.574	0.091
1.644	0.087
1.714	0.083
1.783	0.080
1.853	0.077
1.923	0.074
2.022	0.067
2.121	0.061
2.220	0.056
2.319	0.051
2.417	0.047
2.516	0.043
2.615	0.040
2.714	0.037
2.813	0.035
2.912	0.032
3.011	0.030
3.110	0.028
3.209	0.027
3.308	0.025
3.407	0.024
3.505	0.022
3.604	0.021
3.703	0.020
3.802	0.019
3.901	0.018
4.000	0.017

### 6.2.2.2 Combinazioni di carico

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive delle combinazioni di carico considerate nelle analisi per le *Verifiche allo Stato Limite Ultimo ed allo Stato Limite di Esercizio*. Ciascuna combinazione viene definita mediante numerazione, descrizione, parametri, tipo di azioni e categoria, condizioni e moltiplicatori che la caratterizzano.

#### NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
4	Statica, acqua +94.0 in funzione	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.300
5	Statica Secca a riposo	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
6	Sisma -Y	Azione sismica: SISMA -Y Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.400
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
7	Sisma +X	Azione sismica: SISMA +X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.400
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
8	Statica Secca in funzione	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
9	Statica Secca Manutenzione	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 5	1.300

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	0.000
2	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	0.000
3	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	0.000

#### CARICHI NODALI

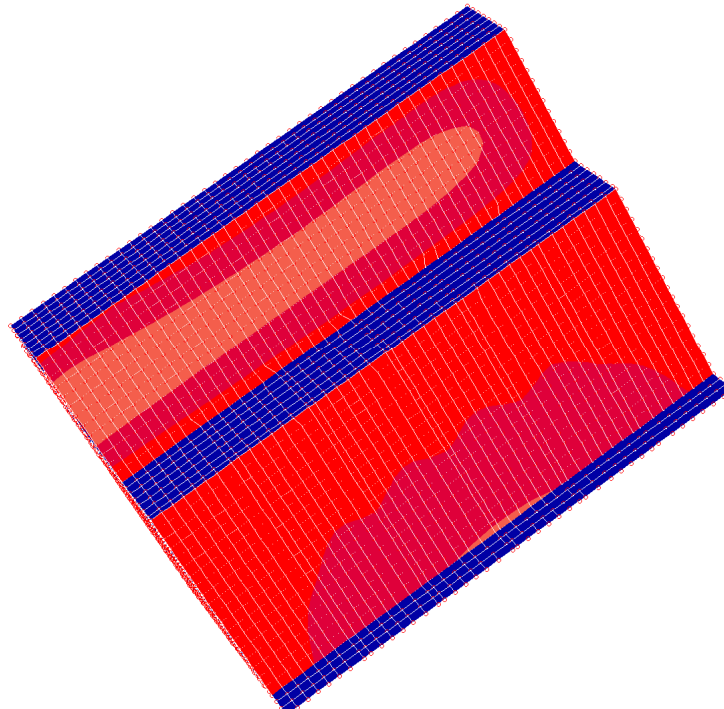
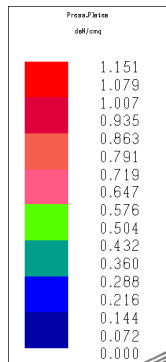
Num. comb. car.	Descrizione
-----------------	-------------

Num. comb. car.	Descrizione							
1	Rara	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-2.00e+004			
		6203			-2.00e+004			
		6202			-2.00e+004			
		6201			-2.00e+004			
		6200			-2.00e+004			
		6199			-2.00e+004			
2	Frequente	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-2.00e+004			
		6203			-2.00e+004			
		6202			-2.00e+004			
		6201			-2.00e+004			
		6200			-2.00e+004			
		6199			-2.00e+004			
3	Quasi permanente	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-2.00e+004			
		6203			-2.00e+004			
		6202			-2.00e+004			
		6201			-2.00e+004			
		6200			-2.00e+004			
		6199			-2.00e+004			
4	Statica, acqua +94.0 in funzione	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-3.90e+004			
		6203			-3.90e+004			
		6202			-3.90e+004			
		6201			-3.90e+004			
		6200			-3.90e+004			
		6199			-3.90e+004			
5	Statica Secca a riposo	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-2.60e+004			
		6203			-2.60e+004			
		6202			-2.60e+004			
		6201			-2.60e+004			
		6200			-2.60e+004			
		6199			-2.60e+004			
		758			-2.03e+004			
		755			-2.03e+004			
		742			-2.03e+004			
		739			-2.03e+004			

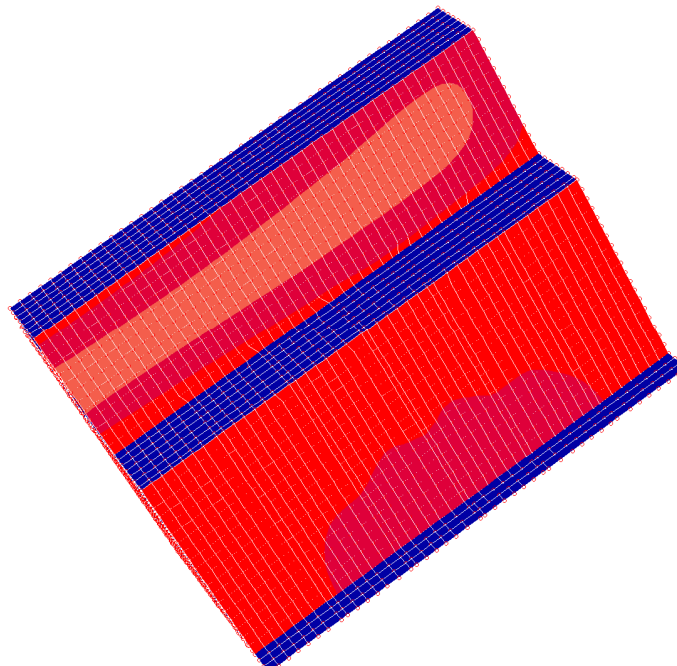
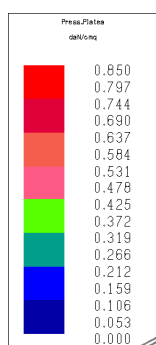
Num. comb. car.	Descrizione							
6	Sisma -Y	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-2.00e+004			
		6203			-2.00e+004			
		6202			-2.00e+004			
		6201			-2.00e+004			
		6200			-2.00e+004			
		6199			-2.00e+004			
7	Sisma +X	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-2.00e+004			
		6203			-2.00e+004			
		6202			-2.00e+004			
		6201			-2.00e+004			
		6200			-2.00e+004			
		6199			-2.00e+004			
8	Statica Secca in funzione	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-3.90e+004			
		6203			-3.90e+004			
		6202			-3.90e+004			
		6201			-3.90e+004			
		6200			-3.90e+004			
		6199			-3.90e+004			
		758			-2.03e+004			
		755			-2.03e+004			
		742			-2.03e+004			
		739			-2.03e+004			
9	Statica Secca Manutenzione	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6204			-2.60e+004			
		6203			-2.60e+004			
		6202			-2.60e+004			
		6201			-2.60e+004			
		6200			-2.60e+004			
		6199			-2.60e+004			

## 6.2.3 Principali risultati

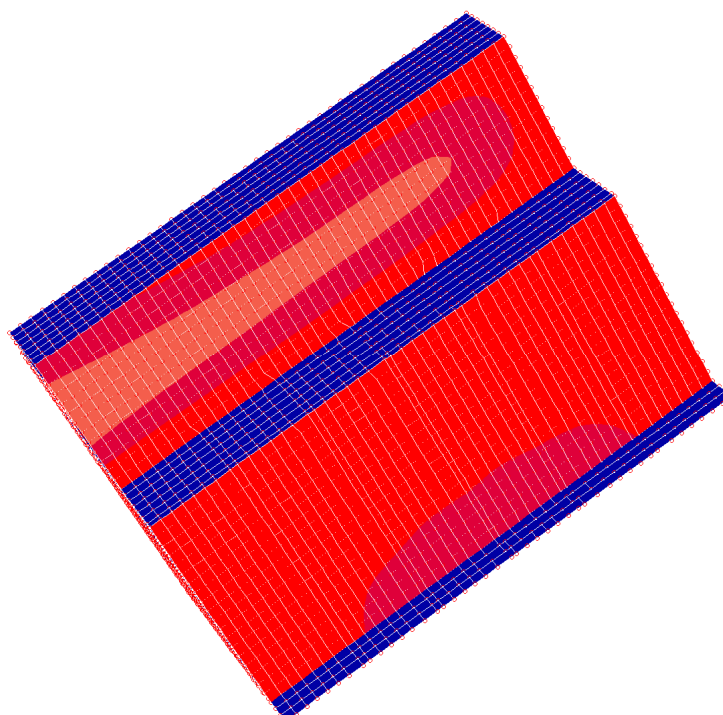
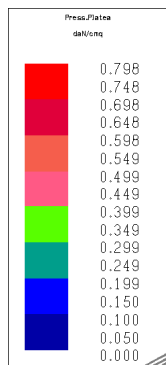
### 6.2.3.1 Deformate e sollecitazioni principali



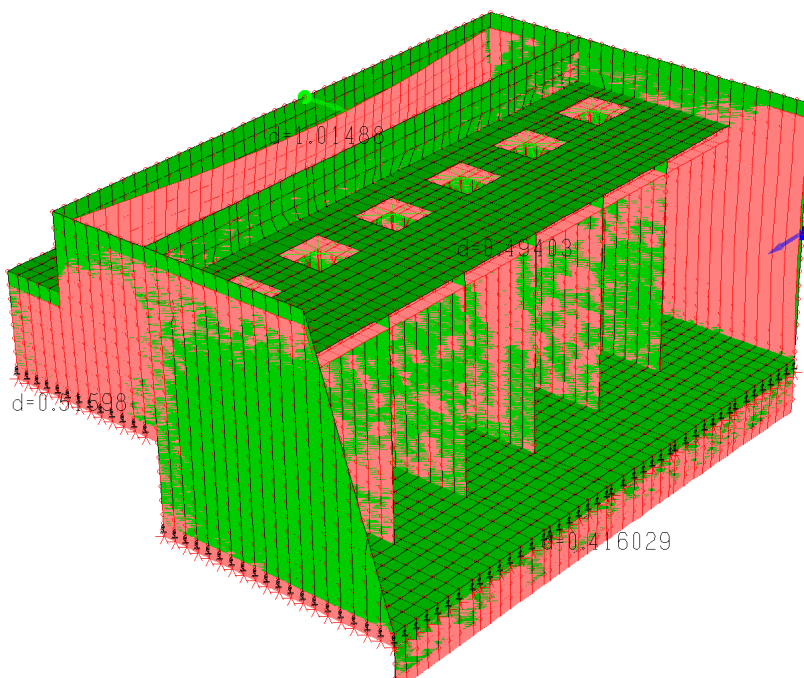
Pressioni sul terreno – involucro SLU



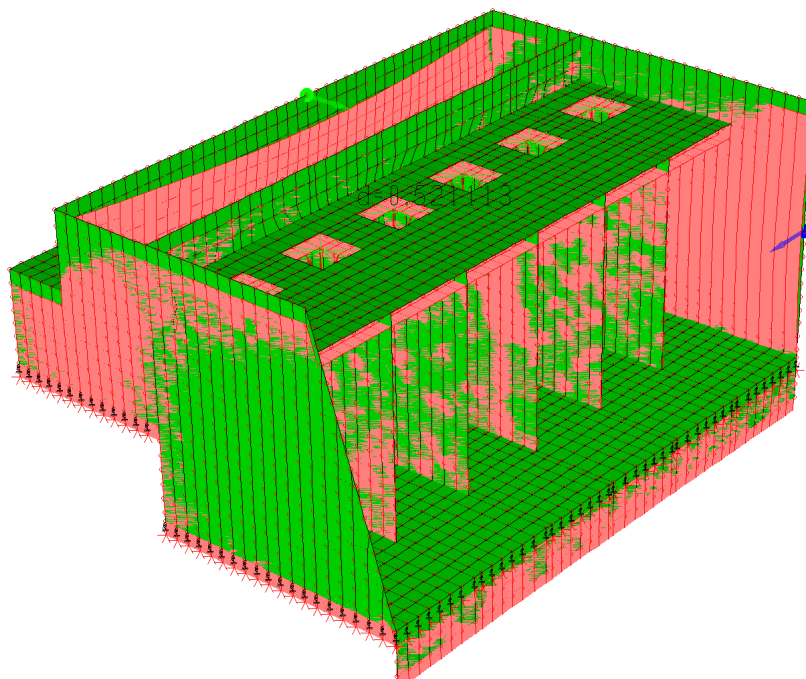
Pressioni sul terreno – SLV



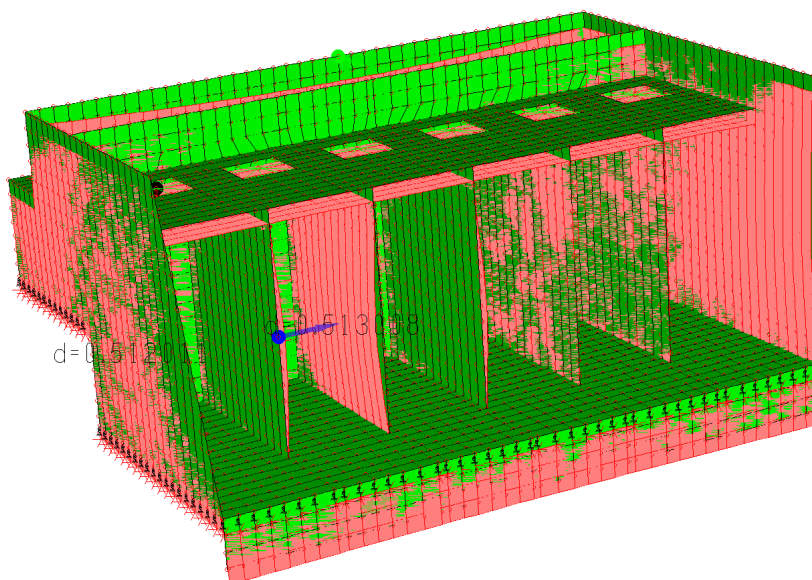
Pressioni sul terreno – comb. quasi permanente



Deformata SLU – comb.5

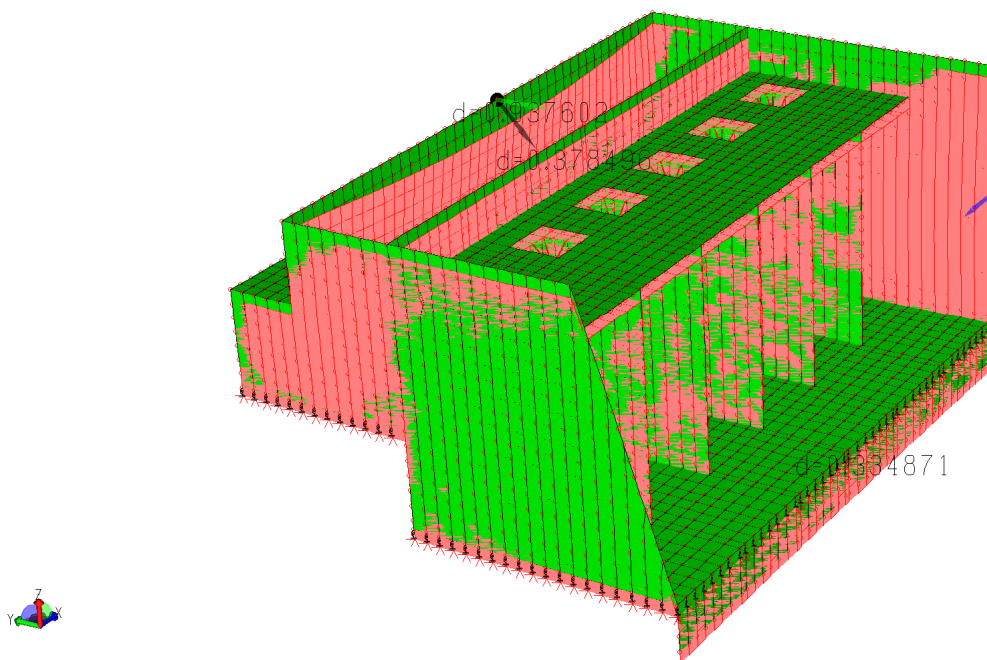


Deformata SLU – comb.8

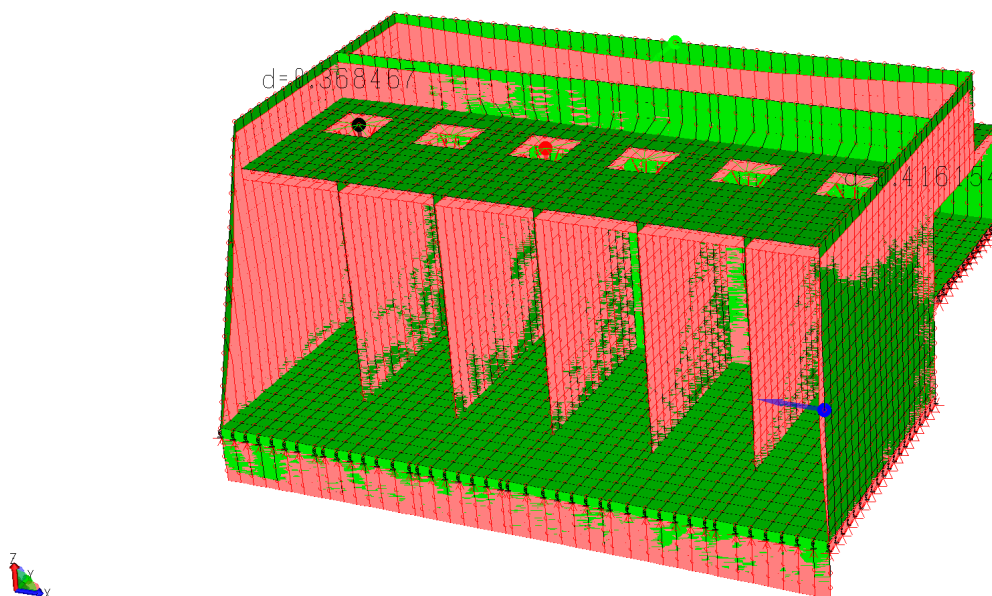


Deformata SLU – comb.9



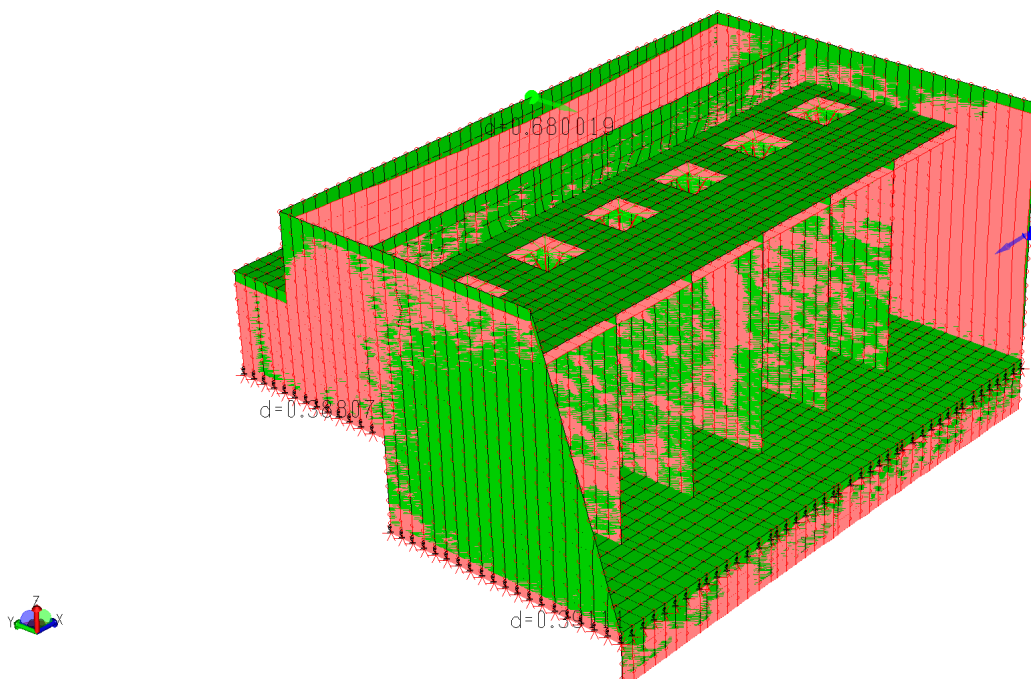


Deformata SLV – comb.6

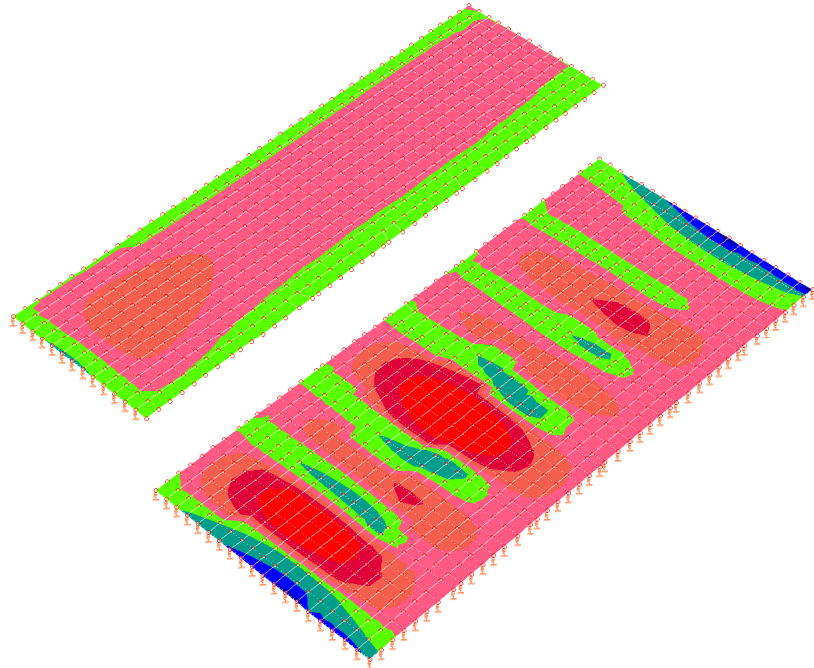
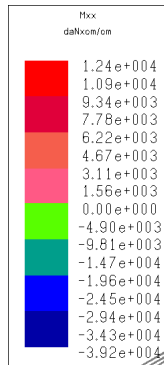


Deformata SLV – comb.7

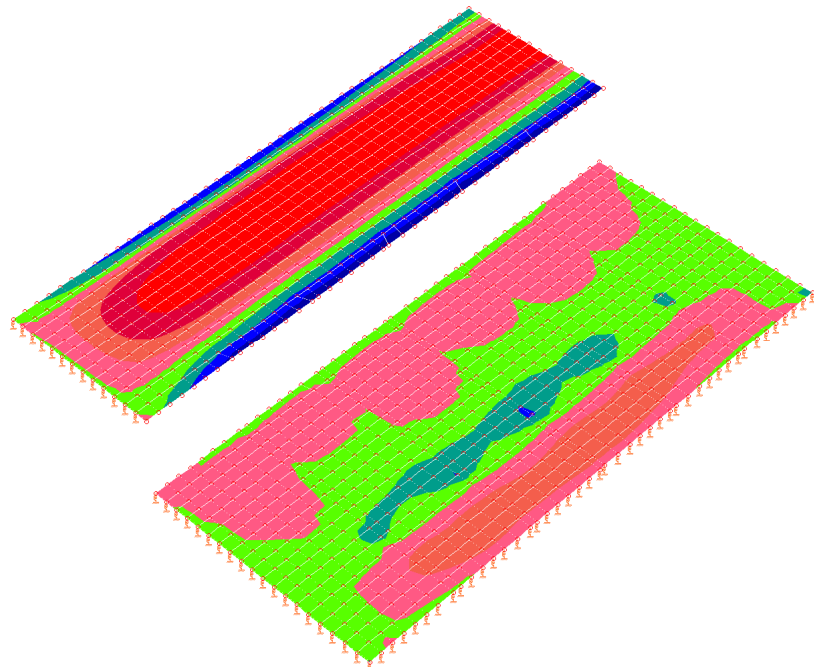
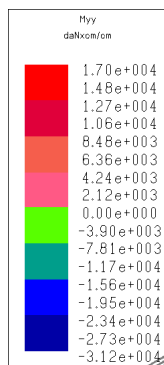




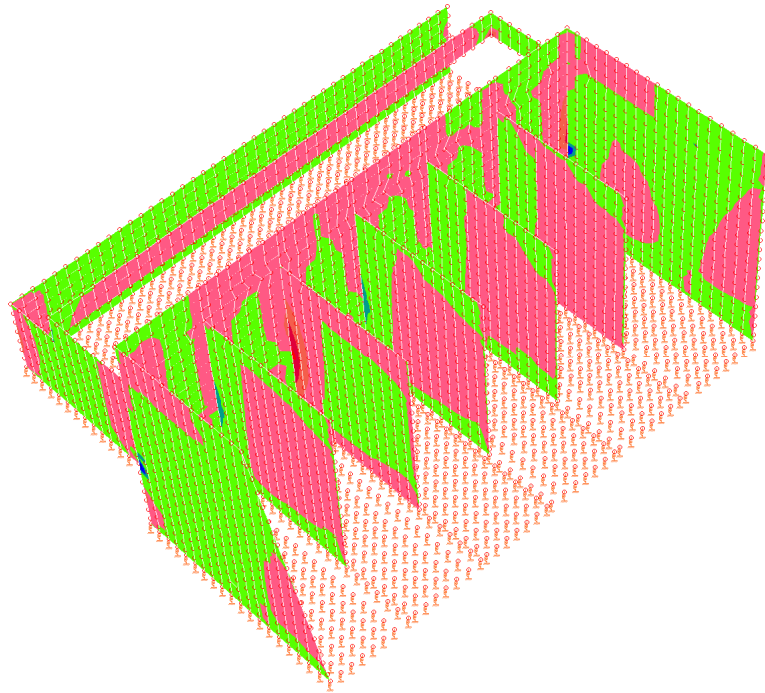
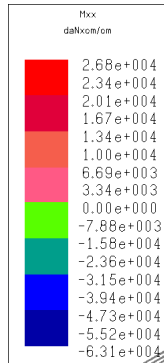
Deformata SLE – comb.3



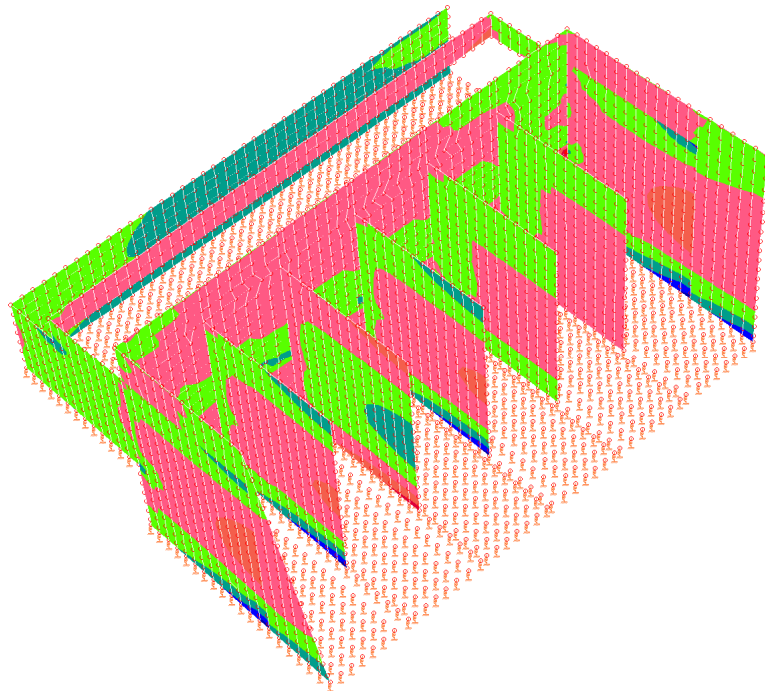
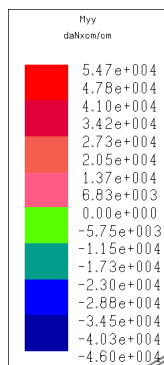
Inviluppo sollecitazioni – solette di base – Mxx



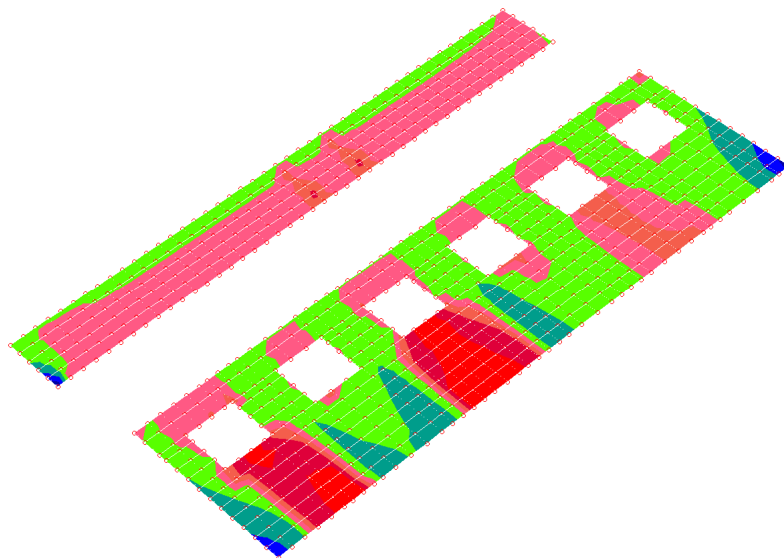
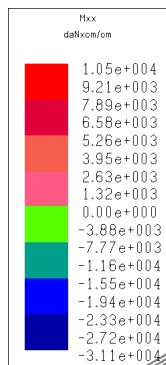
Inviluppo sollecitazioni – solette di base – Myy



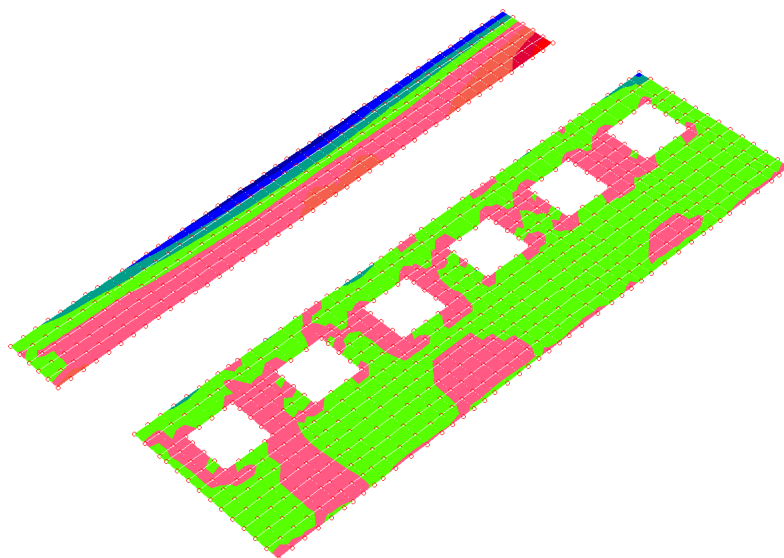
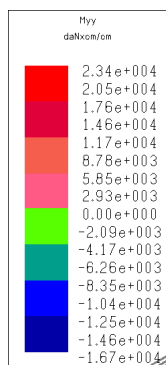
Inviluppo sollecitazioni – pareti – Mxx



Inviluppo sollecitazioni – pareti – Myy



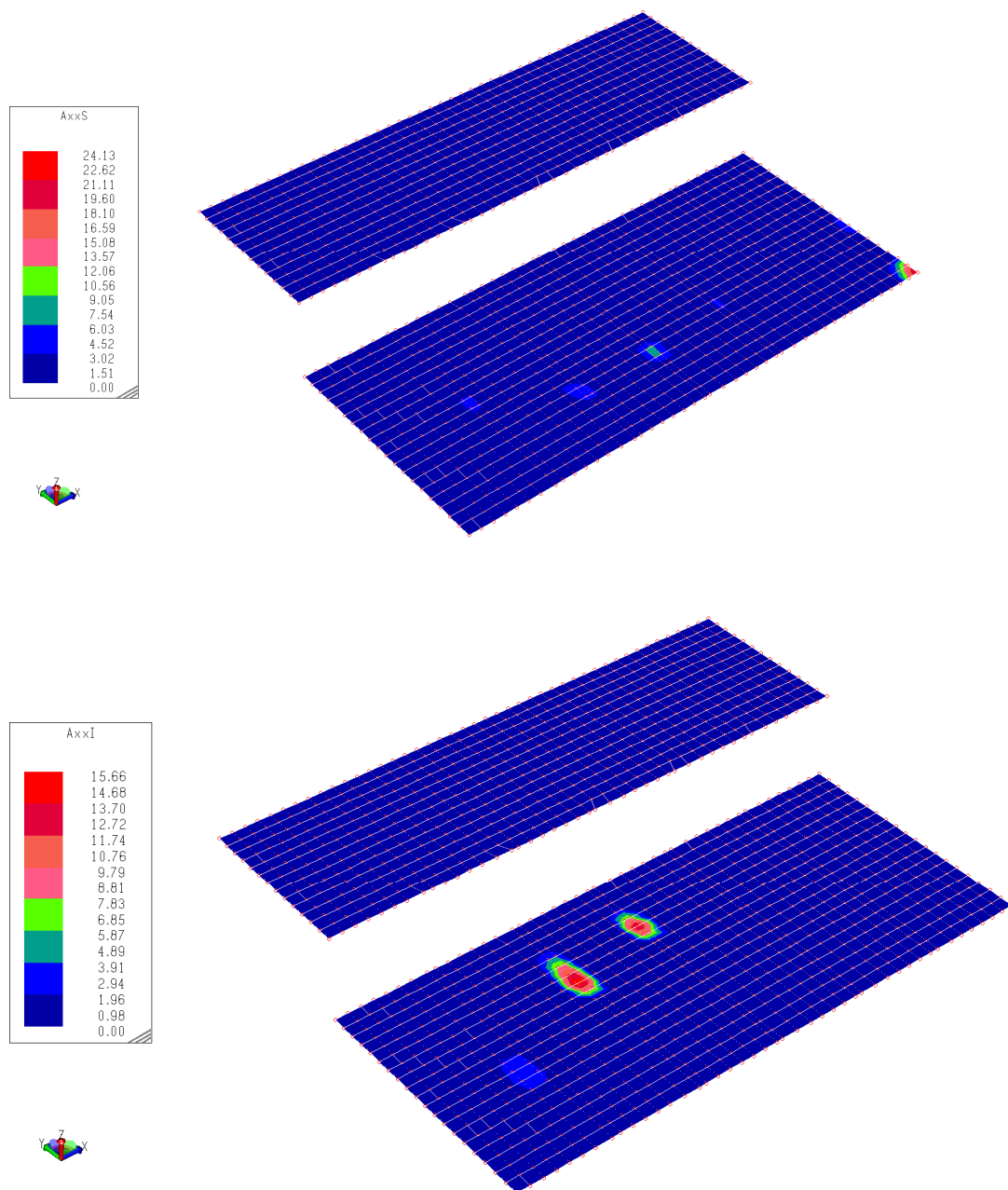
Inviluppo sollecitazioni – soletta superiore – Mxx



Inviluppo sollecitazioni –soletta superiore – Myy

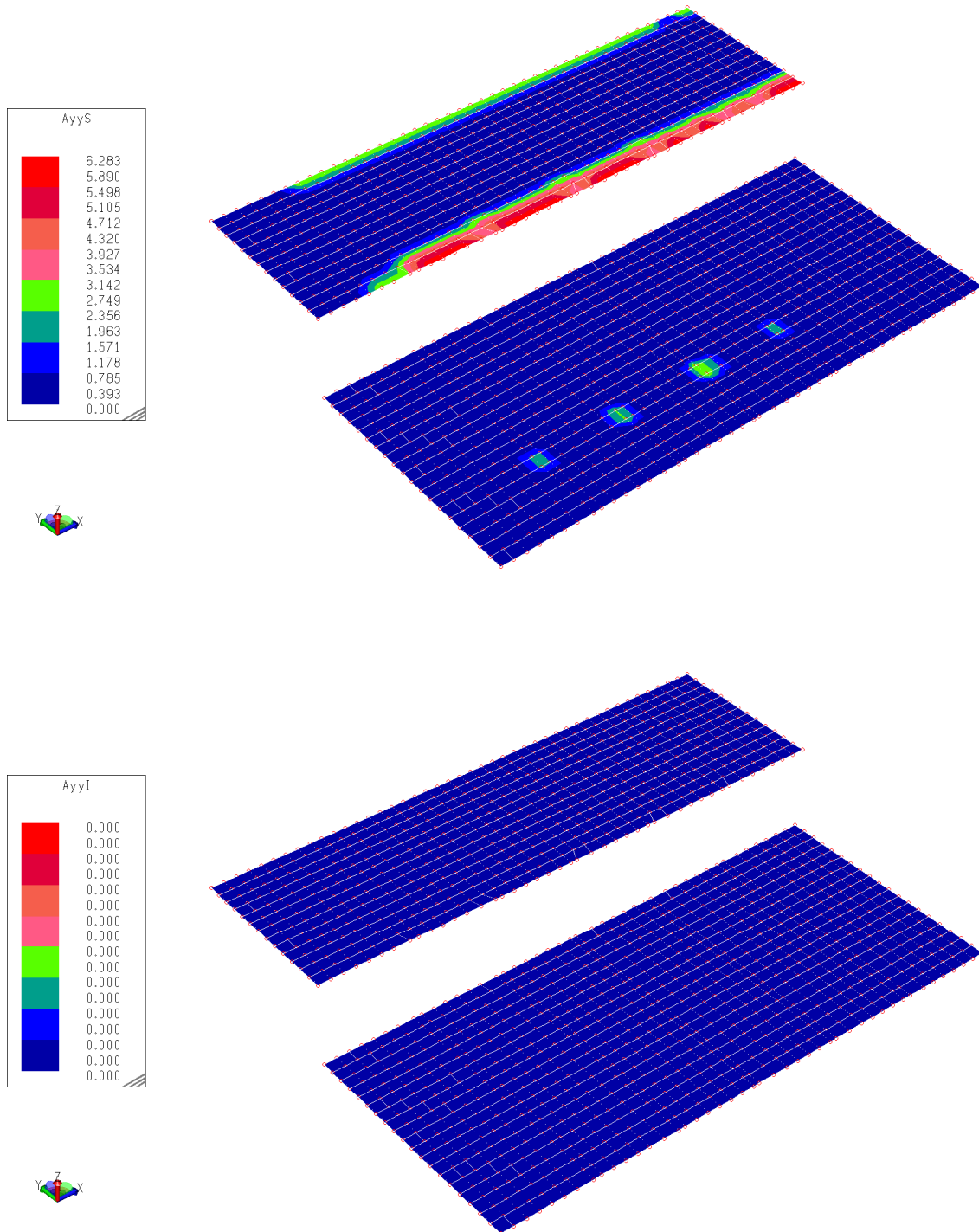
### 6.2.3.2 Verifiche ed armature minime

Di seguito si riportano i diagrammi prodotti dal programma di calcolo in cui vengono evidenziate le armature aggiuntive (rispetto a quelle indicate e con lo stesso passo), necessarie per il soddisfacimento delle verifiche.



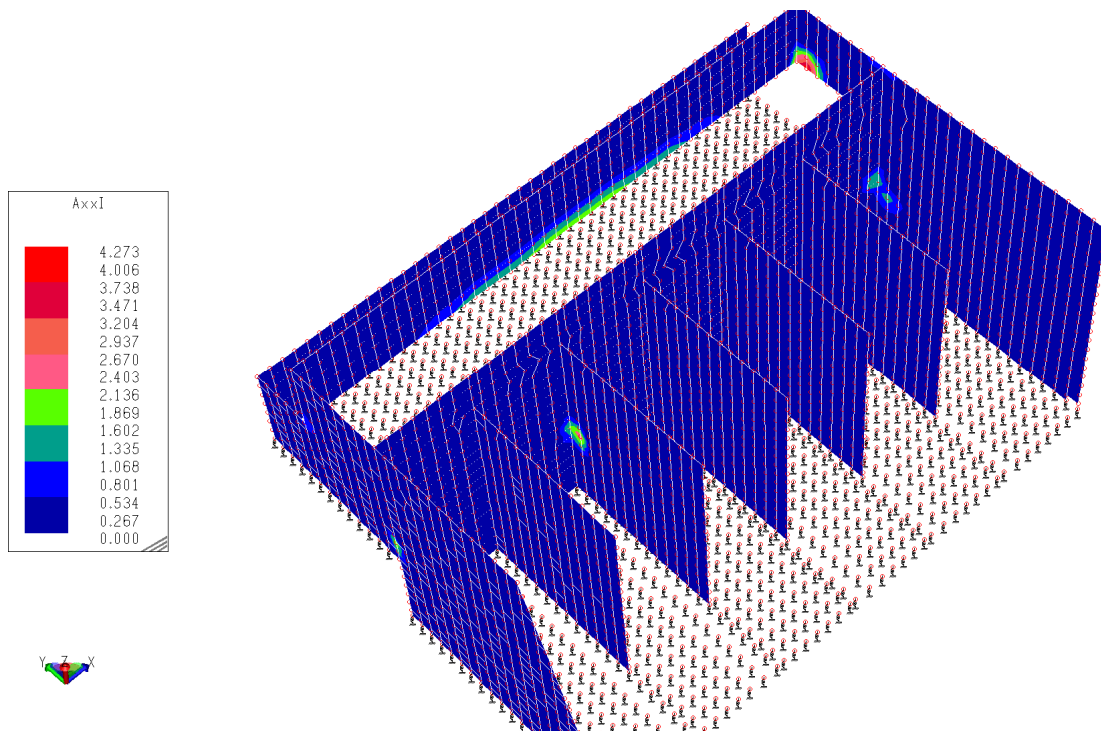
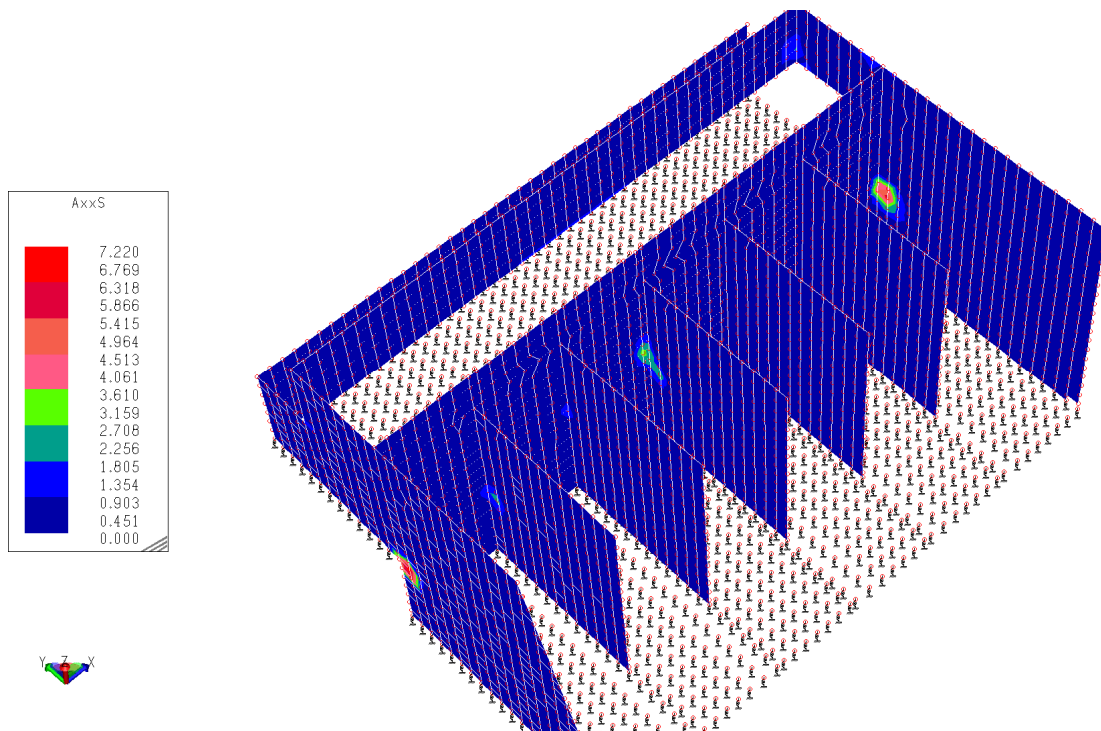
Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 20/25''$  dir.Y

(in questo caso gli alti valori di armatura aggiuntiva, visto lo spessore della soletta, sono evidentemente concentrazioni di tensione dovute alla modellazione)

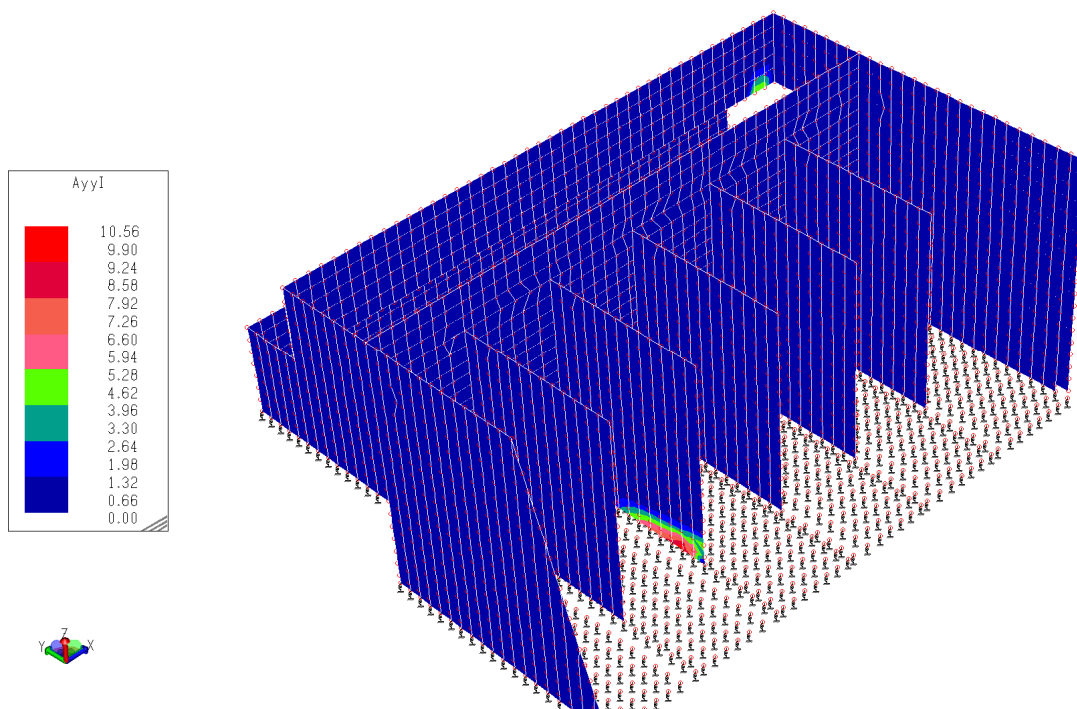
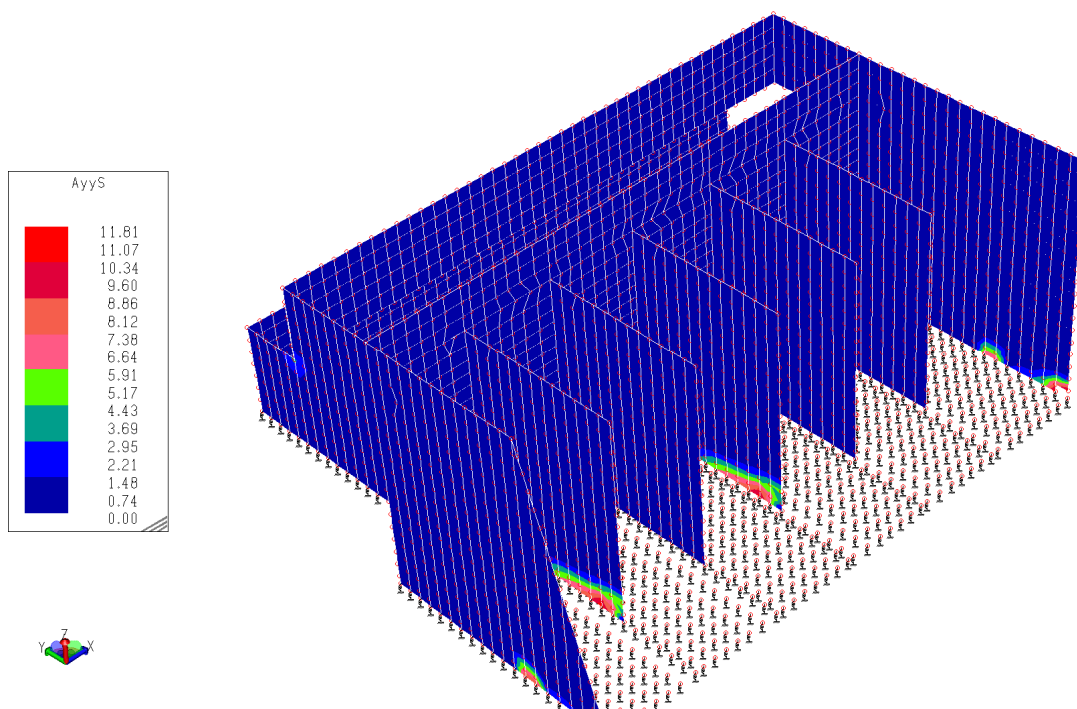


Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 20/25''$  dir.Y



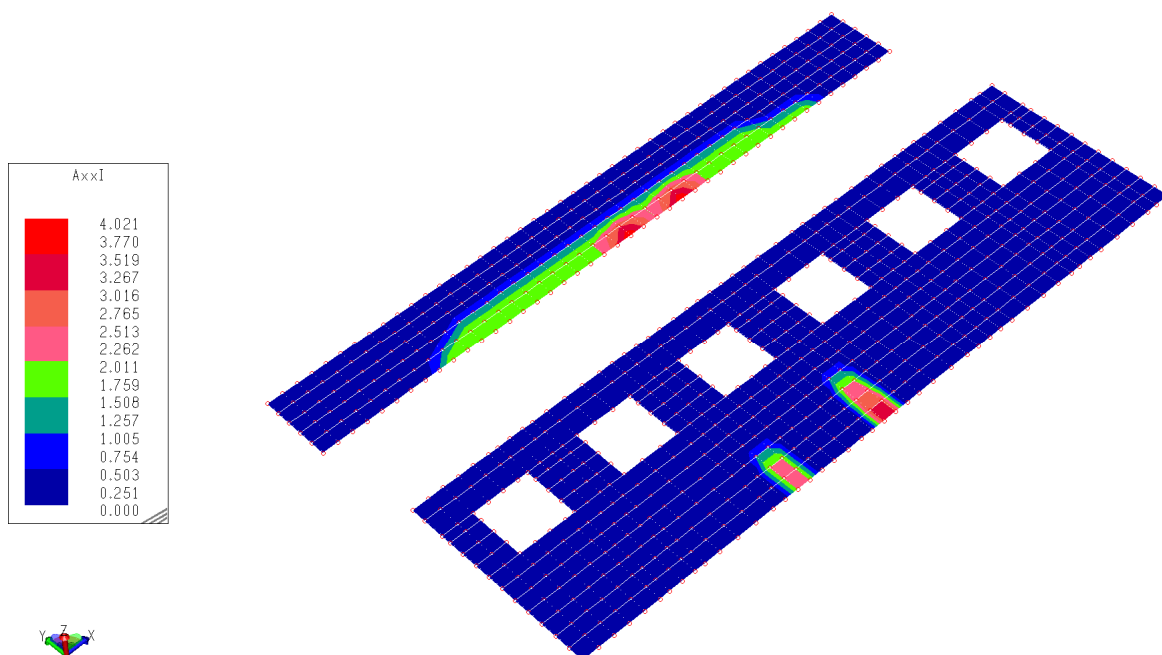
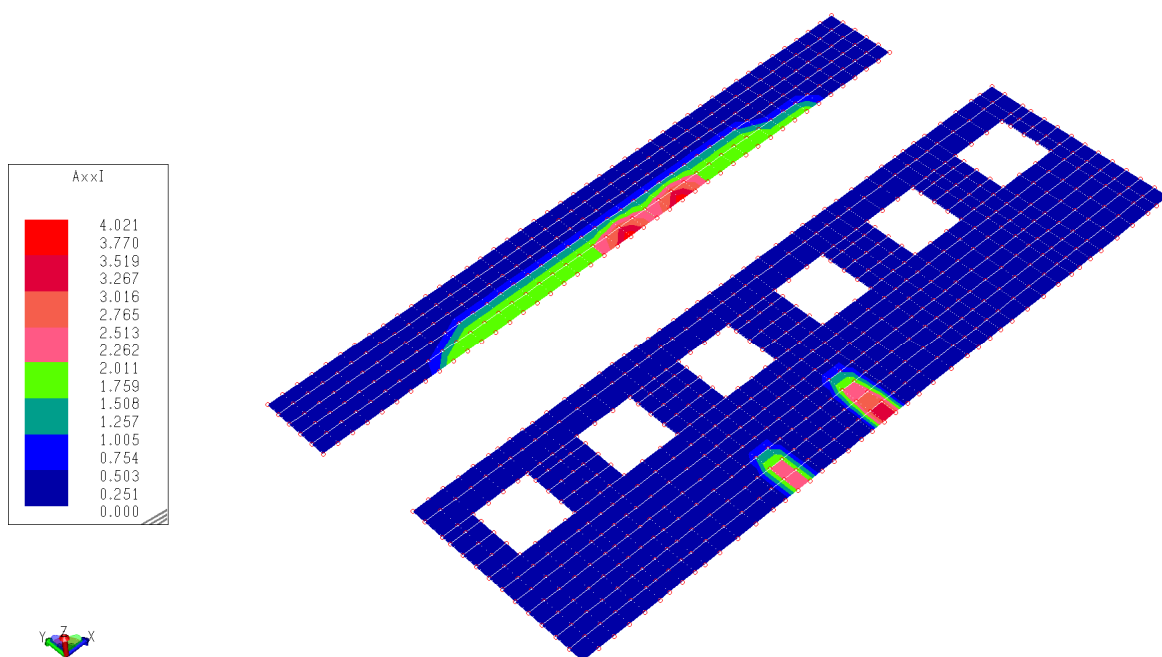


Armatura aggiuntiva pareti – base  $\phi 16/25''$  orizz e  $\phi 16/25''$  verticali

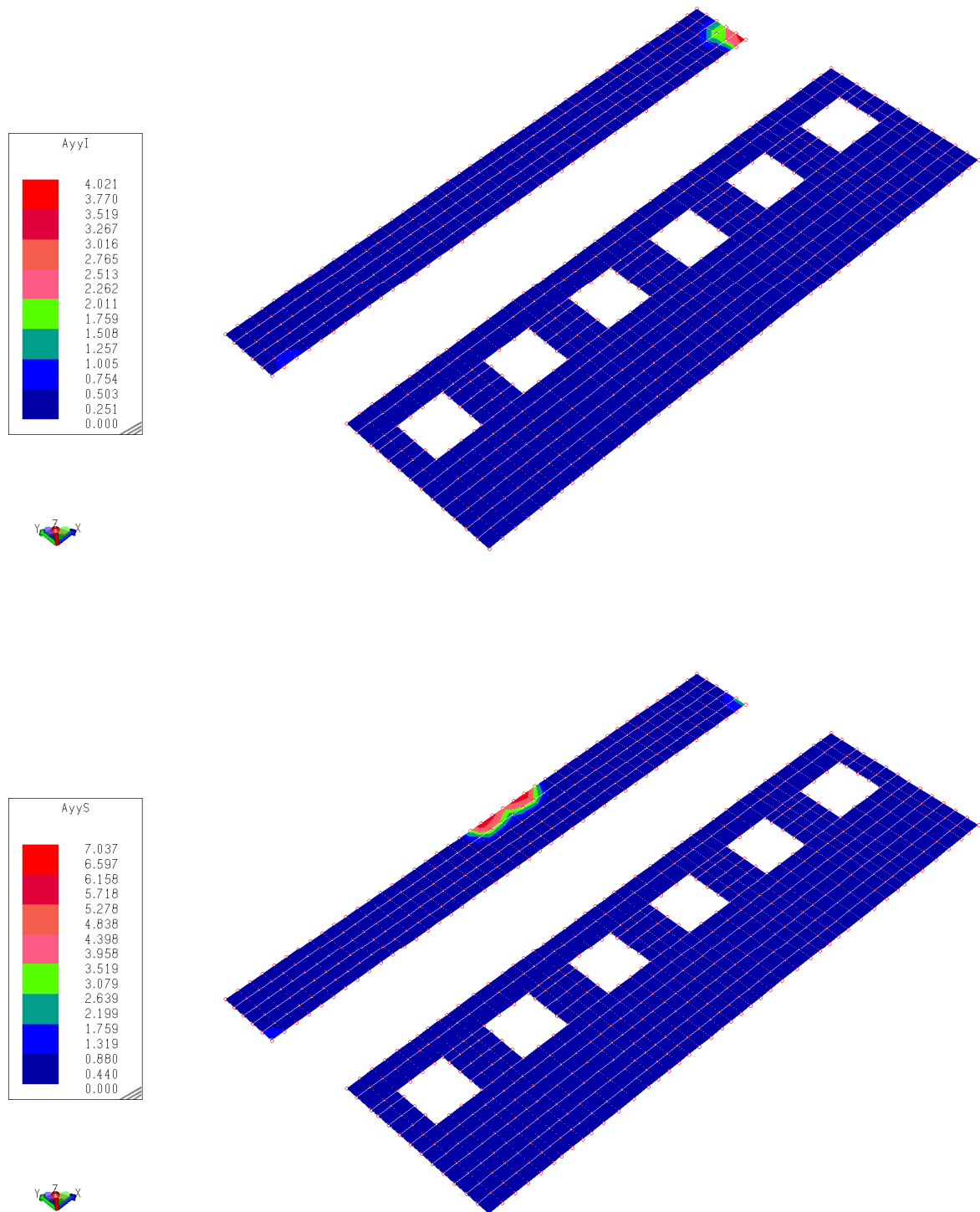


Armatura aggiuntiva pareti – base  $\phi 16/25''$  orizz e  $\phi 16/25''$  verticali





Armatura aggiuntiva soletta sup – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y



Armatura aggiuntiva soletta sup – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y

#### 6.2.4 Definizione modello interazione struttura terreno

Il valore della costante di *Winkler* è stato considerato pari a quello utilizzato per l'edificio servizi.

$$k_w = 2 \text{ kg/cm}^3.$$

#### 6.2.5 Verifiche geotecniche

##### 6.2.5.1 Calcolo dei cedimenti – stato limite di servizio

Il calcolo è stato eseguito secondo i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.7), considerando la pressione scaricata al suolo dalla sovrastruttura e la schematizzazione di Figura 6.2.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che la determinazione dei cedimenti è di fatto uno stato limite di esercizio).

Tabella 6.1: vasca sollevamento – calcolo cedimenti – stratigrafia di calcolo

Profondità	Unità	Parametri geotecnici		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [kPa]	DESCRIZIONE
da 0 a 3.0 m	2	19.00	12000	RIPORTO ANTROPICO
oltre 3.0 m	3	19.00	40000	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Si evidenzia che il calcolo dei cedimenti è sempre eseguito in riferimento alla pressione netta (incremento di pressione rispetto alla condizione iniziale al piano di imposta della fondazione.) determinata in via genera nella maniera seguente:

- $q_{\text{netta}} = q_{\text{carichi}} - \gamma H_f$

dove:

- $\gamma$ : peso specifico del terreno (efficace nel caso specifico);
- $H_f$ : profondità di imposta della fondazione.

Nel caso specifico si è modellato il manufatto tramite due aree di carico (vedasi Figura 6.3 per le quali si ha:

- ✓ A1:  $q_{\text{netta}} = 58 \text{ kPa}$ .
- ✓ A2:  $q_{\text{netta}} = 35 \text{ kPa}$

È stato considerato anche l'effetto del rilevato di riempimento a tergo dell'opera.

Sono stati calcolati i cedimenti nei punti indicati in Figura 6.3 privilegiando la direzione trasversale all'opera.

Nella seguente Tabella 6.2 sono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 6.2: vasca di sollevamento – calcolo cedimenti: Risultati del calcolo

Tipo cedimento		
	direttrici [n.]	Cedimento [cm]
TOTALE	1	0.847
	2	0.208
	3	1.261
	4	1.359
	5	1.710
	6	0.712
	7	2.010

	8	1.840
--	---	-------

Il cedimento massimo teorico risulta quindi essere:

$$\eta_{\max} = 2.00 \text{ cm.}$$

Ora, considerando che il cedimento indicato poc'anzi si riferisce ad una fondazione flessibile senza rigidezza mentre la fondazione ne ha una propria, si è esaminato come essa si pone nei confronti di quella del suolo al fine di poter considerare l'elemento strutturale come rigido.

Ulteriore verifica effettuata quindi è quella di considerare la rigidezza relativa della sezione di fondazione nei confronti del terreno mediante la seguente considerando la seguente espressione.

$$K_R = \frac{4}{3} \cdot \frac{E_F}{E'} \cdot \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_f^2} \cdot \left(\frac{t}{B}\right)^3;$$

dove:

- $E_f$ ,  $\nu_f$ ,  $t$ ,  $B$ : modulo di elasticità, coefficiente di Poisson, spessore e base della fondazione;
- $E'$ ,  $\nu$ : modulo di elasticità e coefficiente di Poisson del terreno.

Considerando una fondazione avente come base  $B = 6.30 \text{ m}$ , uno spessore  $t = 0.50 \text{ m}$  un coefficiente di Poisson per il terreno pari a 0.3 e gli usuali valori di 0.15 e 25 MPa rispettivamente per il coefficiente di Poisson e il modulo elastico per la fondazione nonché un valore di  $E'$  per il terreno pari al valore indicato nella tabella riassuntiva si ottiene un valore della rigidezza relativa  $K_R$  pari a circa 42 che risulta essere maggiore del valore di 10 comunemente adottato per denotare il fatto di fondazione rigida nei confronti del terreno.

La fondazione è stata considerata quindi come rigida.

Considerando quindi la correzione derivante dal fatto che la fondazione è rigida si ha che:

$$\eta_{\text{corr}} = 1.7 \text{ cm.}$$

Considerando che per fondazioni isolate su argilla *Skempton – McDonald* (1956) raccomandano un massimo cedimento differenziale nell'ordine dei 40 mm e un cedimento massimo nell'ordine dei 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di  $65 \div 100$  mm nel caso di platee.

Si può notare come nel caso analizzato con le dimensioni considerate e i carichi agenti il cedimento teorico calcolato sia perfettamente accettabile.

L'obiettivo di definire i valori soglia dei cedimenti, al di sotto dei quali non si hanno danni strutturali, costituisce uno studio particolarmente ambizioso se si pretende di perseguirlo con rigore scientifico, in quanto l'operazione di mettere in relazione i movimenti della fondazione con i danni della struttura passa attraverso la disamina di molteplici e complessi fattori.

Premessa indispensabile ad ogni esame di questo genere risulterebbe pertanto la corretta individuazione dell'organismo strutturale dell'influenza dei tamponamenti interni ed esterni sulla risposta d'insieme, delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, unitamente alla conoscenza delle modalità e dei tempi di esecuzione.

Sembra pertanto quasi obbligato il ricorso a un processo empirico, basato sull'osservazione del comportamento di strutture già realizzate.

In tale ottica si osserva preliminarmente come, nella descrizione della distribuzione dei cedimenti nello spazio, la terminologia impiegata sia alquanto ampia per cui dovendosi operare una scelta si aderisce a quella introdotta da *Burland e Wroth* (1975).

Con riferimento alla Figura 6.5 la rotazione relativa  $\beta$  indica la rotazione subita dalla retta congiungente due punti di riferimento, una volta scorporata la rotazione rigida  $\omega$  della struttura.

La distorsione angolare è definita dalla seguente espressione:

$$\alpha \equiv \frac{s_B - s_A}{L_{AB}} + \frac{s_B - s_C}{L_{BC}}$$

L'inflessione relativa  $\Delta$  indica il massimo cedimento riferito alla congiungente due punti di riferimento a distanza  $L$  e il rapporto  $\Delta/L$  è indicato come rapporto di inflessione o curvatura.

Le suddette definizioni si applicano con riferimento a due punti qualsiasi della struttura di fondazione che non necessariamente coincidono con le sue estremità. Nel tentativo di stabilire dei criteri di accettabilità dei cedimenti differenziali giova ricordare quanto soggettivo sia il concetto di funzionalità di una struttura, essendo tale concetto legato contestualmente alla funzione dell'opera e alle reazioni dell'utilizzatore.

Inoltre occorre tenere presente che le strutture per quanto all'apparenza simili hanno in realtà una loro storia diversa, condizionata da fattori quali la successione dei carichi, le deformazioni viscosi, le fessurazioni e altri ancora che possono minare alle fondamenta ogni tentativo di eccessiva generalizzazione.

I criteri che seguono vanno pertanto accettati come elementi di indirizzo che non costituiscono all'occorrenza analisi di aspetti specifici, potendo questi ultimi condizionare in modo sostanziale il comportamento della struttura in esame.

Facendo riferimento al lavoro di *Skempton e MacDonald* (1956) basato sull'osservazione di 98 edifici, i valori limite della rotazione relativa  $\beta$  dovrebbero essere dell'ordine di 1/500 (1/500 è il valore raccomandato dagli Autori anche se il valore osservato è pari a 1/300) per evitare la fessurazione delle strutture di tamponamento e dell'ordine di 1/150 per evitare danno alle strutture portanti in calcestruzzo armato.

*Polsi e Tokar* (1957) riportando dati che si riferiscono a esperienze nell'Europa orientale attribuiscono alle suddette soglie i valori di 1/500 e 1/200 e conclusioni simili sono state raggiunte da *Meyerhof* (1956).

Nel caso di muri portanti non armati il parametro più significativo è rappresentato dal rapporto di inflessione e sulla scorta dei dati raccolti da *Burland e Wroth* (1975) i valori limiti risultano pari a:

$$\frac{\Delta}{L} = 2 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 1.$$

$$\frac{\Delta}{L} = 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 5.$$

Avendo indicato con H l'altezza della parete.

Definiti i valori di soglia, si pone il problema della previsione dei cedimenti differenziali. Benchè sia relativamente attendibile la previsione del cedimento totale di una struttura, altrettanto non può dirsi dei cedimenti differenziali, giacchè questi ultimi dipendono a parità di altri fattori quali l'effettiva rigidezza della struttura dalla intrinseca variabilità spaziale delle caratteristiche del terreno. Alla luce di tali considerazioni, la strada più efficace per pervenire a previsioni attendibili è quella di correlare i cedimenti differenziali al cedimento massimo osservato.

In particolare si riportano le seguenti correlazioni empiriche (*Grant et al.* 1974):

fondazione su sabbie

$$s_{\max} = 15000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 18000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

fondazione su argille

$$s_{\max} = 30000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 35000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

In aggiunta a tali indicazioni si ricorda che *Terzaghi e Peck* (1948) osservano che nel caso di fondazioni su sabbie il cedimento differenziale può stimarsi pari al 75% del cedimento massimo e raccomandano per quest'ultimo un valore limite pari a 25 mm.

*Skempton e MacDonald* (1956) giungono alla conclusione che, nel caso di strutture ordinarie il cedimento differenziale limite per fondazioni su sabbie è di 25 mm e il massimo cedimento tollerabile è dell'ordine di 40 mm per fondazioni isolate e di 40 - 65 mm per platee.

Nel caso di fondazioni su argille il valore del cedimento differenziale sale a 40 mm e i valori del cedimento massimo diventano pari a 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di 65 – 100 mm nel caso di platee.



I dati raccolti da *Bjerrum* (1963) testimoniano infine che non sono stati osservati danni su edifici fondati su platee che interagendo con terreni argillosi hanno subito cedimenti totali inferiori a 250 mm e cedimenti differenziali inferiori a 125 mm. Sono stati invece registrati danni nel caso di fondazioni isolate su argille per cedimenti differenziali in eccesso a 50 mm e cedimenti totali superiori a 150 mm.

Nel caso specifico della vasca di sollevamento considerando il valore massimo del cedimento teorico atteso e valutando le considerazioni di cui sopra (tipologia di fondazione e di terreno naturale presente) possiamo ritenere di essere completamente all'interno di un range di accettabilità per le strutture.

Considerando di fatto il cedimento differenziale tra due punti di cui uno al centro e uno in prossimità del bordo della platea (quelli per i quali è massimo e minimo il cedimento) si ha un valore massimo della rotazione relativa ( $\beta$ ) pari a:

$$\beta_{\max} < 0.002 \text{ (1/500)}.$$

#### 6.2.5.2 Verifica a capacità portante

I dati della fondazione (si veda Figura 6.2 per schema di calcolo) esaminata sono i seguenti:

- B = 630 cm;
- L = 2260 cm;
- D (appr. da piano campagna) = 550 cm;
- $q_{Ed}$  = 120 kPa (vedasi Figura 6.4).

Per determinare il valore della pressione limite di design si è utilizzato la formula:

$$q_{\lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q.$$

I dati significativi utilizzati nel calcolo eseguito sono i seguenti:

- $N_{\gamma}$  = 12.54;
- $N_q$  = 11.85;
- $N_c$  = 22.25;
- $\gamma_{\square}$  = 19 kN/m<sup>3</sup>

Nella tabella seguente si è riportato il risultato del calcolo eseguito.

Tabella 6.3: valori di capacità portante – Approccio 2

Unità	approfondimento [m]	base fondazione [m]	$q_{lim}$ [kPa]	$q_{lim,d}$ [kPa]
Vasca sollevamento	5.50	6.3	1363	592

Nell'ottica degli stati limite si deve avere il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$R_d > E_d. \quad (1)$$

Nel caso specifico si dovranno confrontare le pressioni in particolare risulta per l'unità in esame:

$$592 > 115 \text{ kPa.}$$

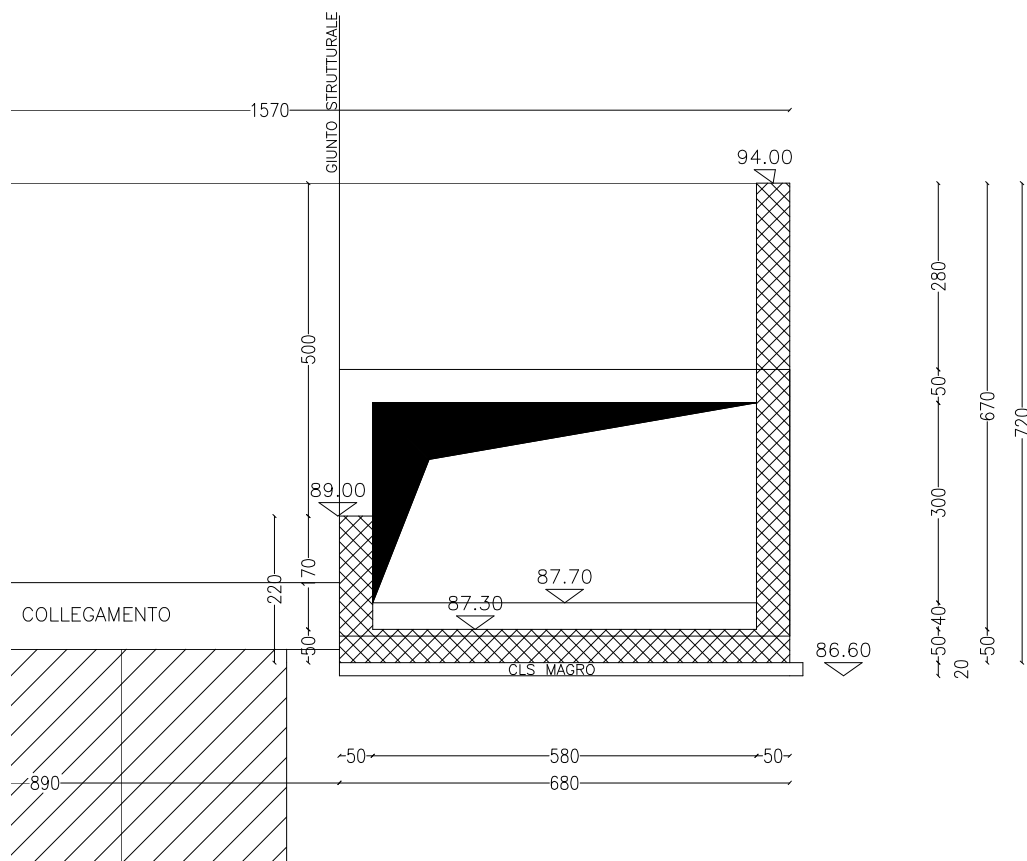
#### 6.2.5.3 Verifica a scorrimento e ribaltamento

La verifica a scorrimento e ribaltamento del manufatto in esame non è significativa da un punto di vista tecnico per la sua stessa conformazione strutturale per cui è stata omessa.

### 6.3 VASCA DI RESTITUZIONE

#### 6.3.1 Descrizione dell'opera

La vasca di restituzione (tavola LOR 3008-3011) è un manufatto in c.a. realizzato in opera di dimensioni interne 5.80x16.00m e spessore 50cm con tre pareti alte fino a quota +94.00 ed uno stramazzo di scarico a quota +89.00 con il fondo a quota +87.30.



### 6.3.1.1 Modello di calcolo

#### INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Vasca di restituzione
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

#### NORMATIVA

Vita nominale costruzione	100 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	150 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	1424 anni
Localita'	Strada Carlo Forlanini, Alessandria
ag/g	0.081
F0	2.57
Tc	0.29
Categoria del suolo	C

Fattore topografico

1

### DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale

5%

Periodo proprio T1

0.2152 [C1 = 0.05 H = 700]

$\lambda$

1

Fattore q di struttura

qor=1

Duttilita'

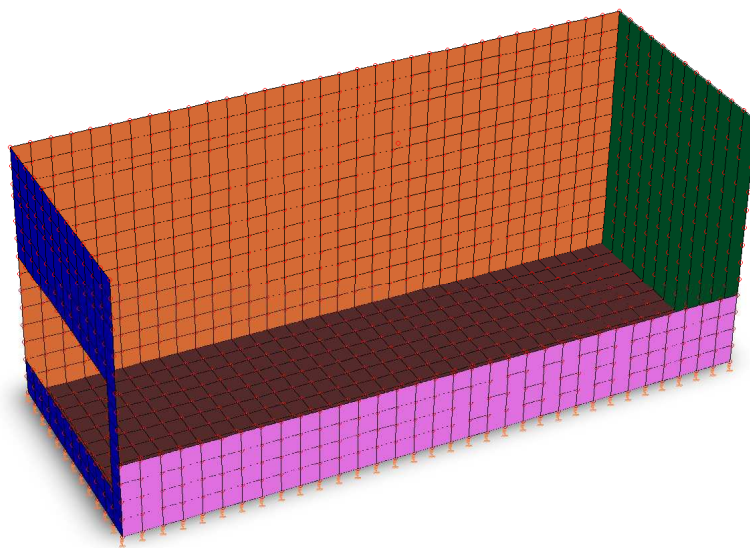
Bassa Duttilita'

Sd (T1)

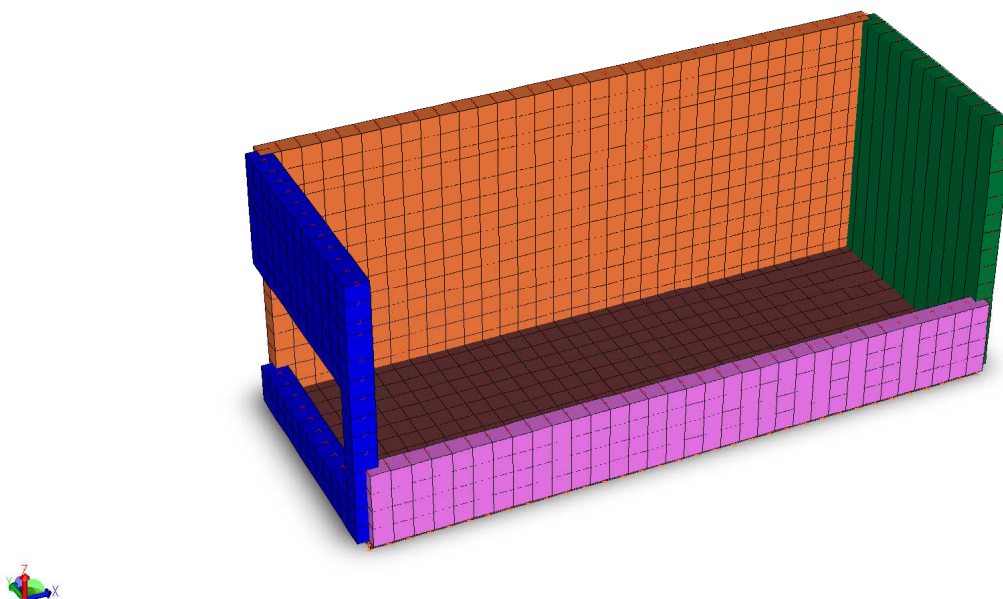
0.312 g

Coeff.globale accelerazione sismica

0.312



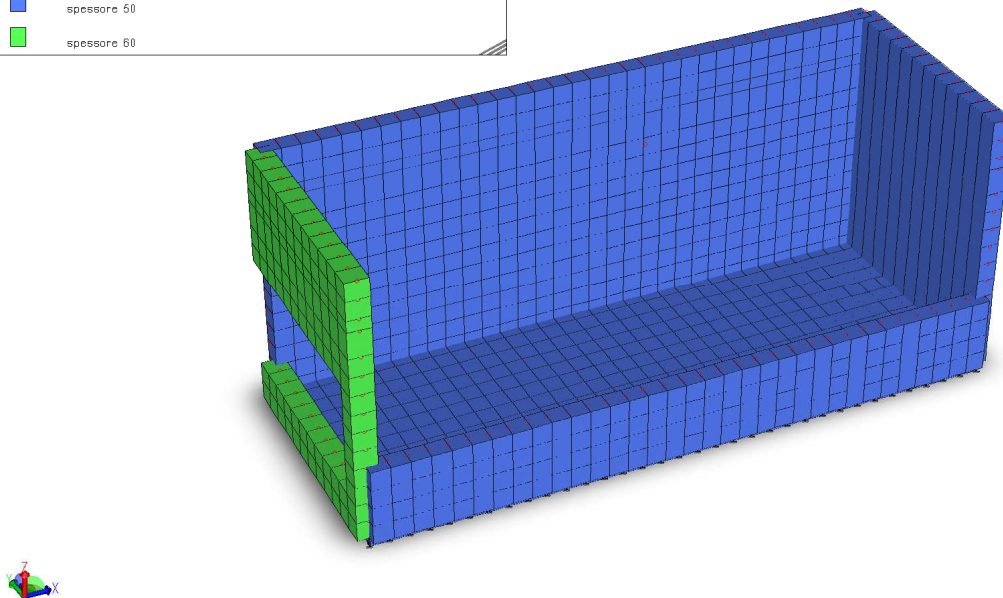
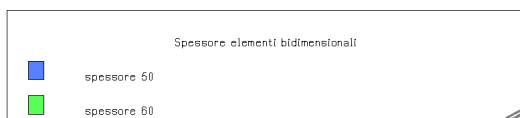
Modello piano



Modello solido

### 6.3.1.2 Caratteristiche geometriche

#### Sezioni utilizzate nel modello strutturale



Spessori elementi piastra

*Lista Materiali Utilizzati*

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C28/35 (Rck 350)	+3.20e+005	0.120	0.00250	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

*Gruppi della struttura*

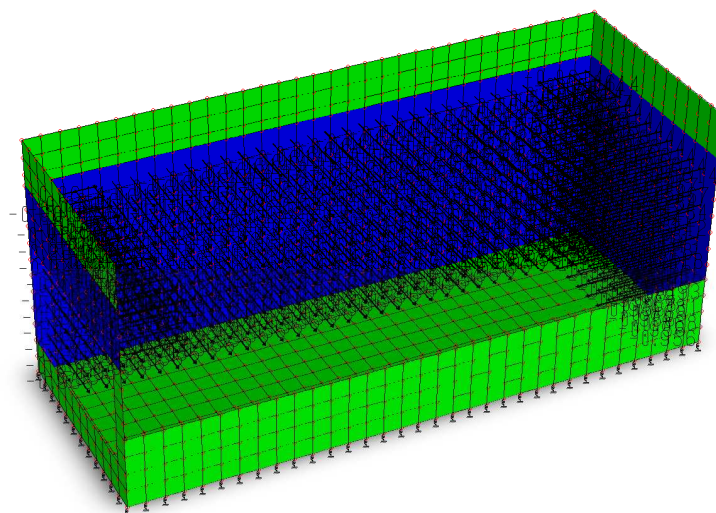
**ELEMENTO FINITO: PIASTRA**

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Vasca R - muro 1	
2	Vasca R. - muro 2	
3	Vasca R. - muro 3	
4	Vasca R. - muro 4	
5	Vasca R. - soletta	

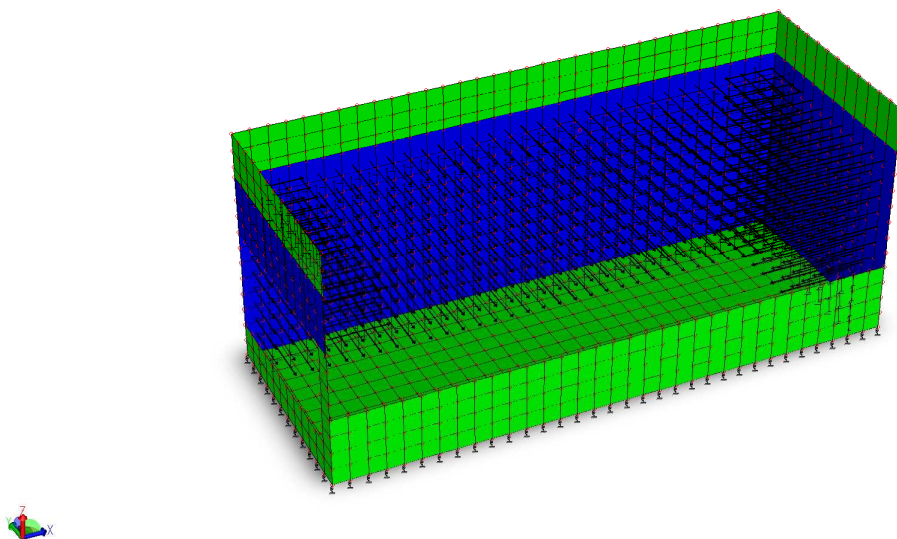
**ELEMENTO FINITO: VINCOLO**

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Vincoli di platea cost. sottofondo = 2	

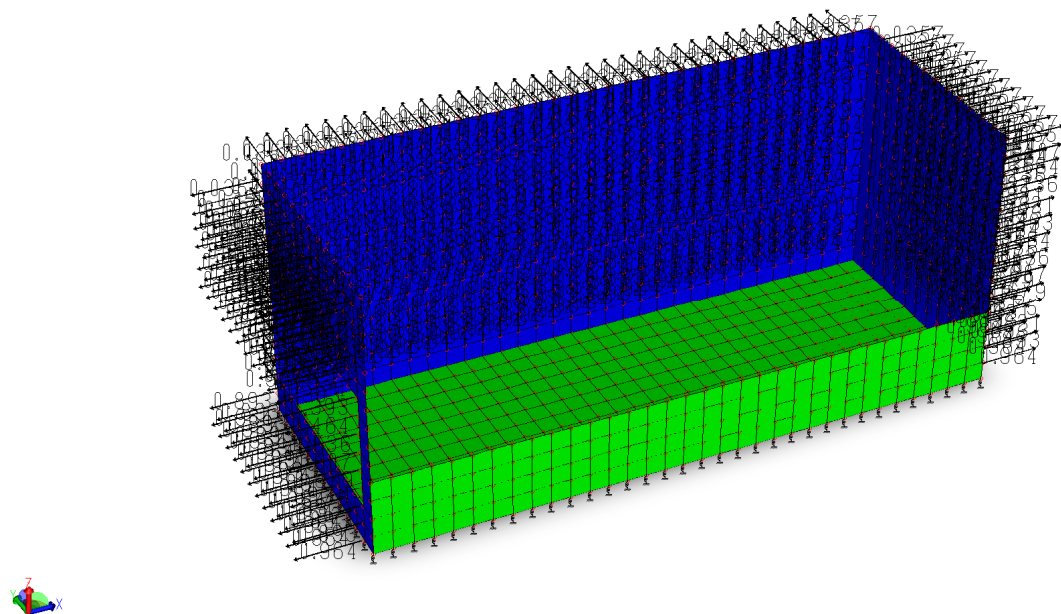
*Elementi e carichi: Piastra*



Spinta terreno a monte



Sovraccarico piazzale



Spinta acqua



### 6.3.2 Condizioni di carico

#### 6.3.2.1 Analisi dei carichi - azioni

In accordo con le Nuove Norme Tecniche del 2008 sono stati valutati i carichi agenti sulle strutture:

##### Peso proprio

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

dove:

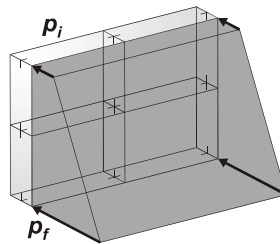
*Vol*: volume dei setti in conglomerato armato ( $m^3$ );

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$  peso specifico del conglomerato armato.

Viene calcolato automaticamente dal software, una volta inserita la geometria della struttura e le proprietà dei materiali.

##### Spinta Idrostatica

La spinta idrostatica dovuta alla presenza di acqua a quota +94.00; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto.



Poiché si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che l'acqua si trovi a quota piano campagna +94.00, il valore  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_f = \gamma_w \cdot H = 70 \text{ kN/m}^2$ ,

dove:

$H = 7.00 \text{ m}$  altezza idrica rispetto all'asse della soletta di fondo

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  peso specifico dell'acqua.

##### Spinta attiva del terreno



La spinta attiva dovuta alla presenza di terreno a tergo dell'opera viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti in elevazione che costituiscono le spalle del manufatto. La pressione in sommità, a quota +92.70 assume un valore pari a  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ , in corrispondenza della fondazione  $p_f = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_m = 41.0 \text{ kN/m}^2$ .

dove:

$H_m = 5.70 \text{ m}$  altezza del terreno di monte rispetto all'asse della soletta di fondo

$K_a = 0.40$  coefficiente di spinta attiva cautelativo, calcolato mediante la relazione di Coulomb con estensione di Muller Breslau;

In presenza dell'azione sismica la formula della pressione al piede del manufatto si modifica nel seguente modo:  $p_f = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_m \cdot (1 \pm k_v)$ ;

dove:

$K_a = 0.50$  coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe (a favore di sicurezza nel modello si amplificheranno le spinte del terreno per 1,4 invece del valore di calcolo pari a 1,25);

$k_v$  è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

#### Sovraccarico piazzale superiore

Sul piazzale carrabile si considera un carico uniformemente distribuito  $q$  di  $20 \text{ kN/m}^2$ ; la pressione costante lungo il muro da quota +92.70 assume un valore pari a  $p_f = K_a \cdot q = 8.0 \text{ kN/m}^2$ .

#### Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Spinta terreno monte	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.410000	1.0000	1.0000
Spinta acqua	3	Condizione 2	Eccezionale	0.700000	1.0000	1.0000
Carichi piazzale	4	Condizione 3	Eccezionale	0.080000	0.0000	0.0000

#### Azione sismica

In virtù della regolarità in pianta e altezza della struttura verrà svolta un' **analisi sismica di tipo statico equivalente** (NTC 2008 par. 7.3.3.2). La forza sismica orizzontale assume le seguente espressione:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

dove:

- $W$ : peso complessivo della costruzione (massa sismica);
- $\lambda$ : coefficiente che, nel caso specifico, assume valore unitario;
- $S_d(T_1)$ : ordinata dello spettro di risposta di progetto ottenuto moltiplicando lo spettro di risposta elastico corrispondente per  $1/q$ ;
- $q$ : fattore di struttura da utilizzare in ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Nel caso specifico è pari a 1.0.
- $T_1$ : periodo del modo di vibrare principale;
- $g$ : accelerazione di gravità.

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$   info

---

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

---

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione ☐

Grafici spettri di risposta ☐

Tabella parametri azione ☐

**Strategia di progettazione**

Stato Limite	$T_R$ [anni] (Strategia scelta)	$T_R$ [anni] (Strategia ordinaria)
SLO	90	30
SLD	151	151
SLV	1424	1424
SLC	2475	2475

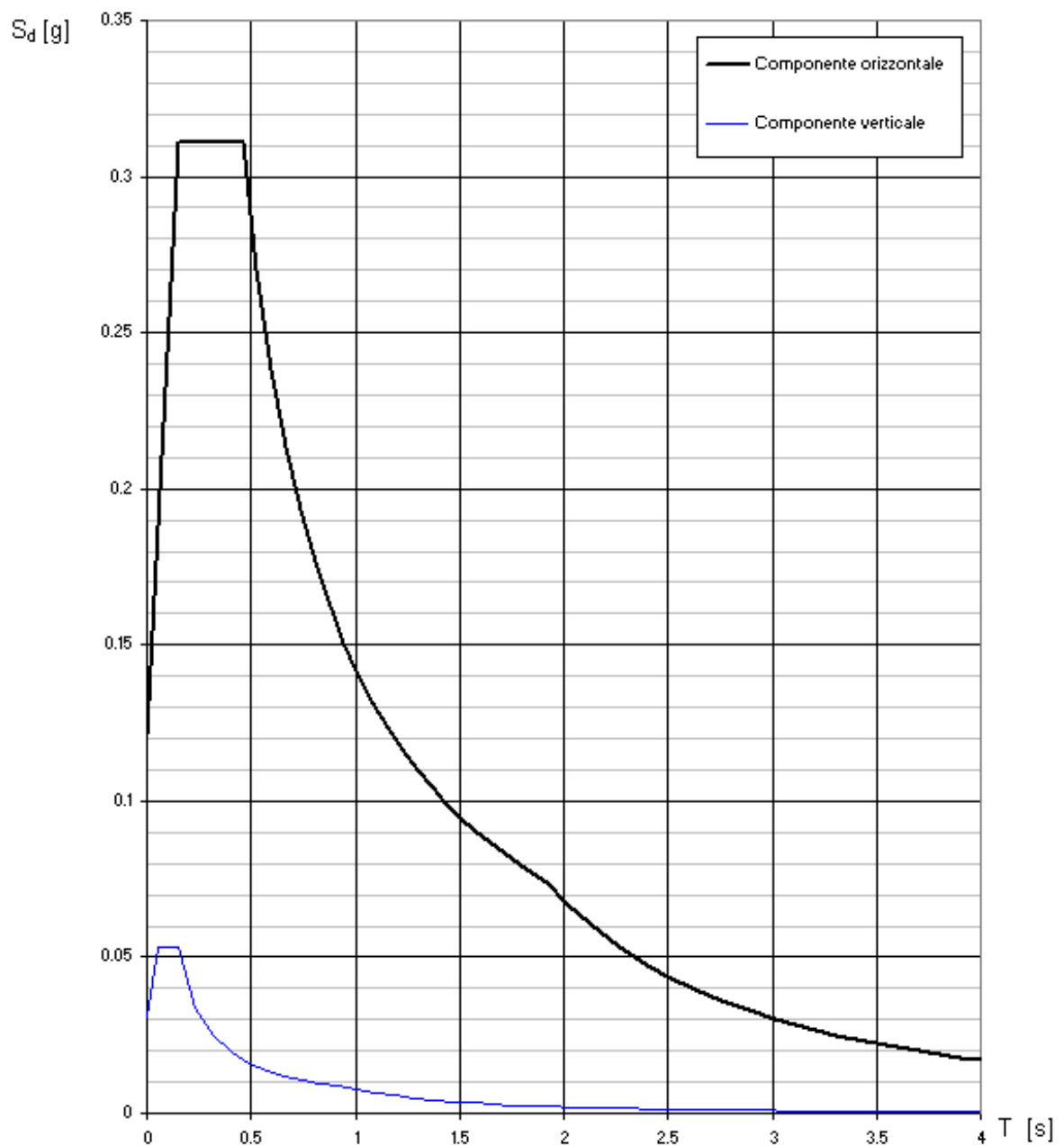
**LEGENDA GRAFICO**

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.081 g
$F_o$	2.568
$T_c$	0.290 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.579
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.153 s
$T_C$	0.458 s
$T_D$	1.923 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendovi con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.121
0.153	0.311
0.458	0.311
0.528	0.270
0.598	0.238
0.668	0.214
0.737	0.193
0.807	0.177
0.877	0.163
0.947	0.151
1.016	0.140
1.086	0.131
1.156	0.123
1.226	0.116
1.295	0.110
1.365	0.104
1.435	0.099
1.504	0.095
1.574	0.091
1.644	0.087
1.714	0.083
1.783	0.080
1.853	0.077
1.923	0.074
2.022	0.067
2.121	0.061
2.220	0.056
2.319	0.051
2.417	0.047
2.516	0.043
2.615	0.040
2.714	0.037
2.813	0.035
2.912	0.032
3.011	0.030
3.110	0.028
3.209	0.027
3.308	0.025
3.407	0.024
3.505	0.022
3.604	0.021
3.703	0.020
3.802	0.019
3.901	0.018
4.000	0.017

### 6.3.2.2 Combinazioni di carico

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive delle combinazioni di carico considerate nelle analisi per le *Verifiche allo Stato Limite Ultimo ed allo Stato Limite di Esercizio*. Ciascuna combinazione viene definita mediante numerazione, descrizione, parametri, tipo di azioni e categoria, condizioni e moltiplicatori che la caratterizzano.

#### NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

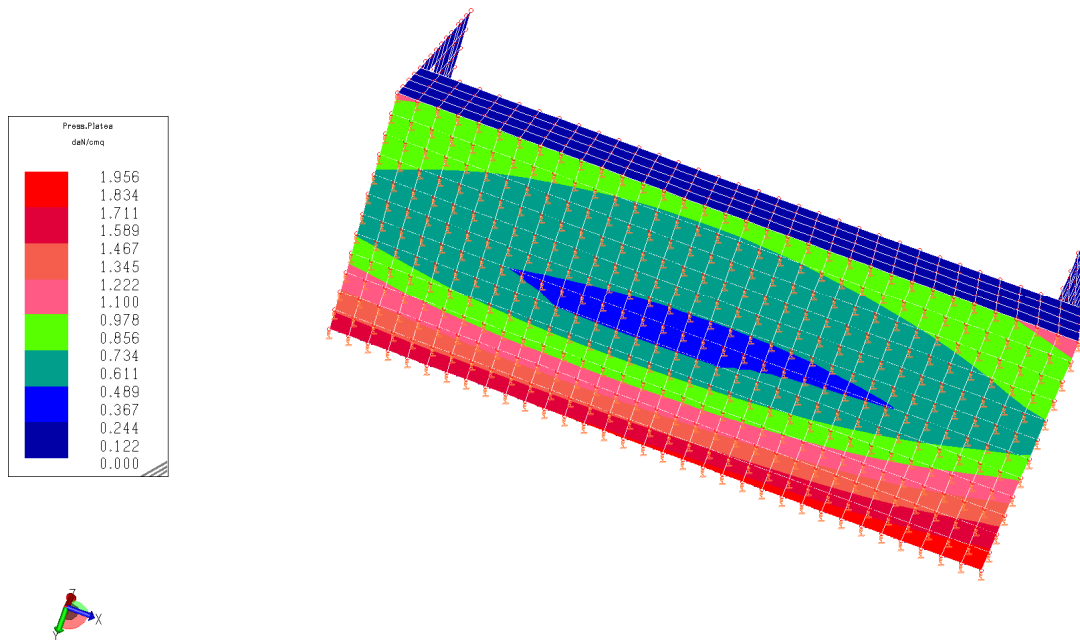
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Statica: acqua +94.00	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Eccezionale	Condizione 2	1.300
2	Sisma -Y	Azione sismica: SISMA -Y Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.400
3	Sisma -X	Azione sismica: SISMA -X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.400
37	Statica: Secca	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Eccezionale	Condizione 3	1.300

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

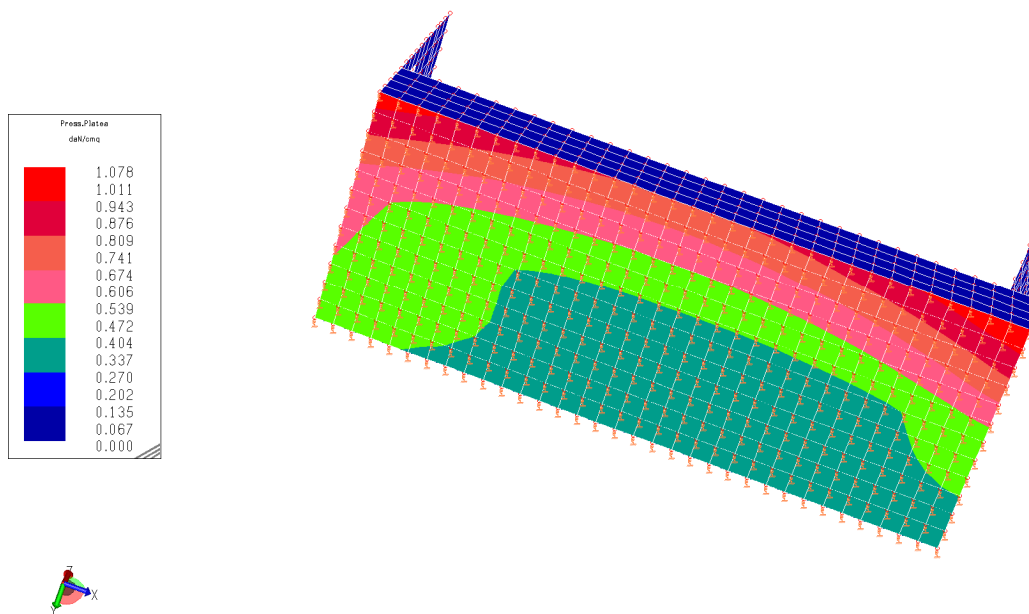
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
18	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
19	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
20	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

### 6.3.3 Principali risultati

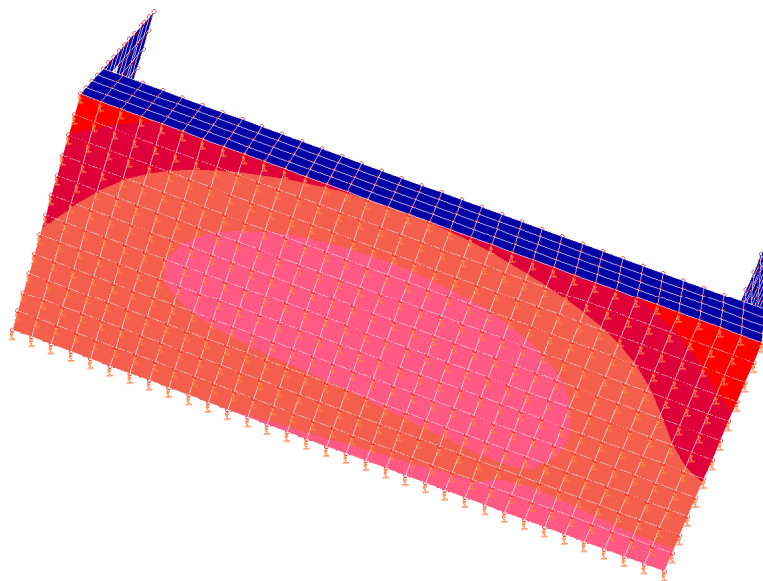
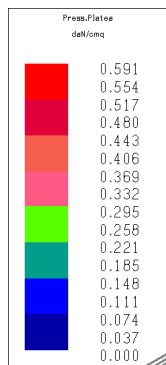
#### 6.3.3.1 Deformate e sollecitazioni principali



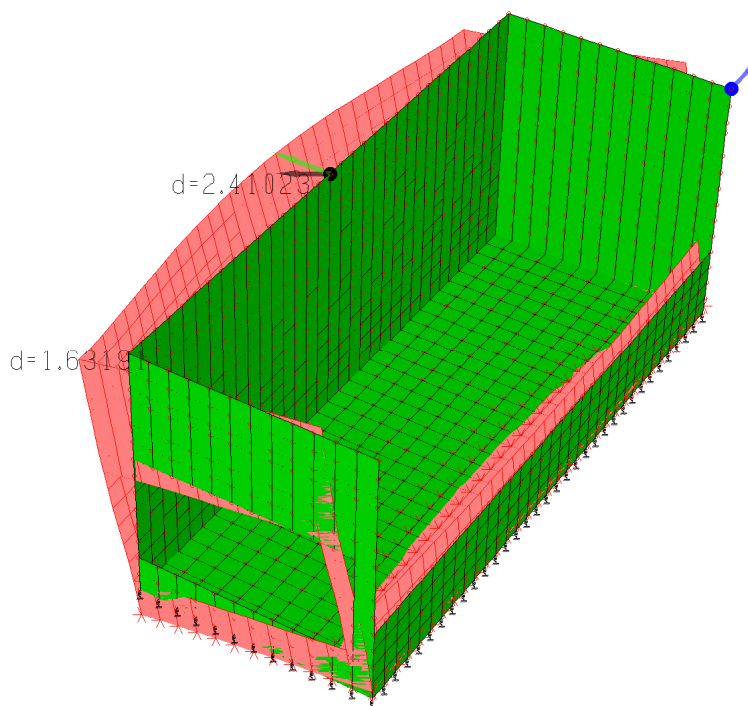
Pressioni sul terreno – involucro SLU



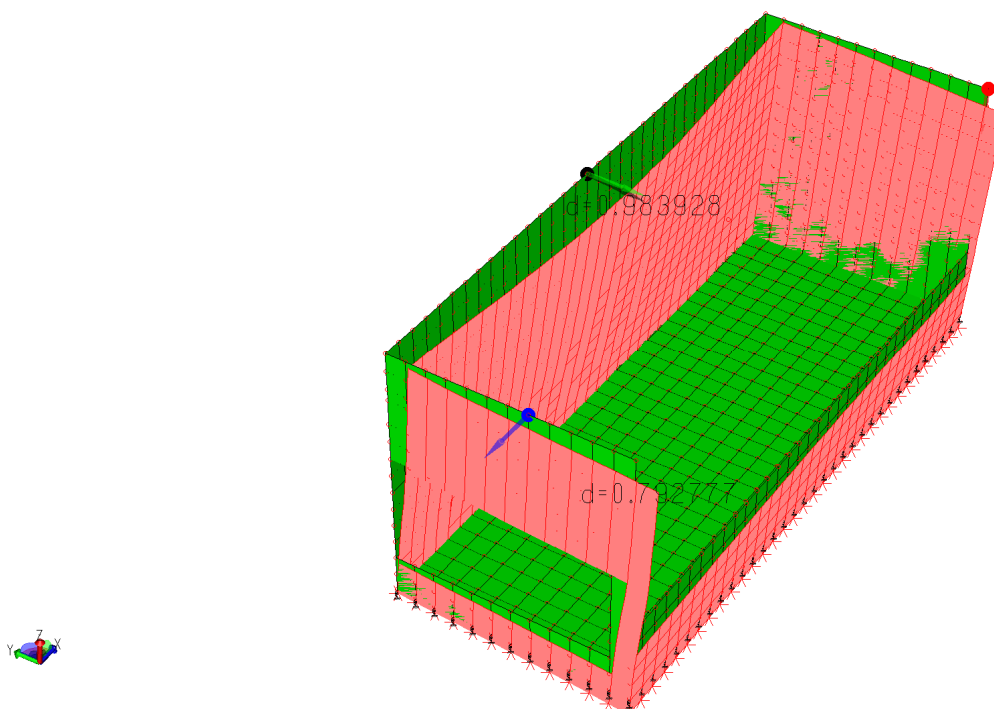
Pressioni sul terreno – SLV



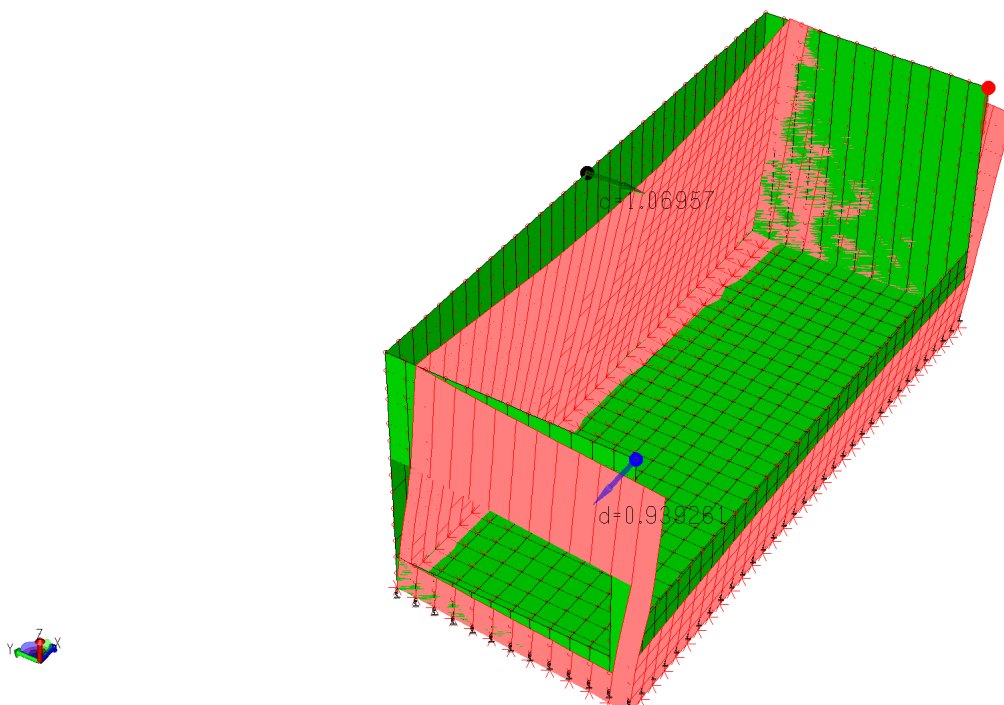
Pressioni sul terreno – comb. quasi permanente



Deformata SLU – comb.1

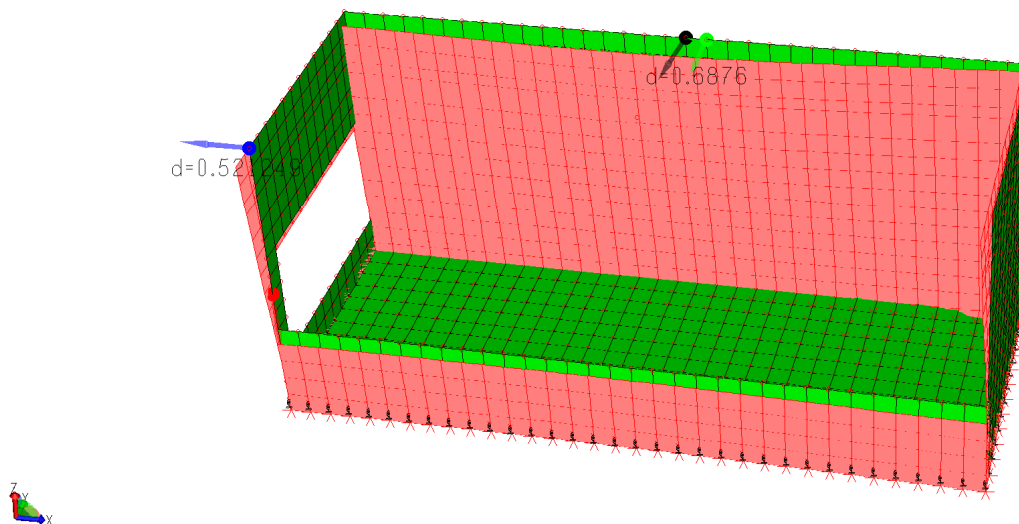


Deformata SLU – comb.37

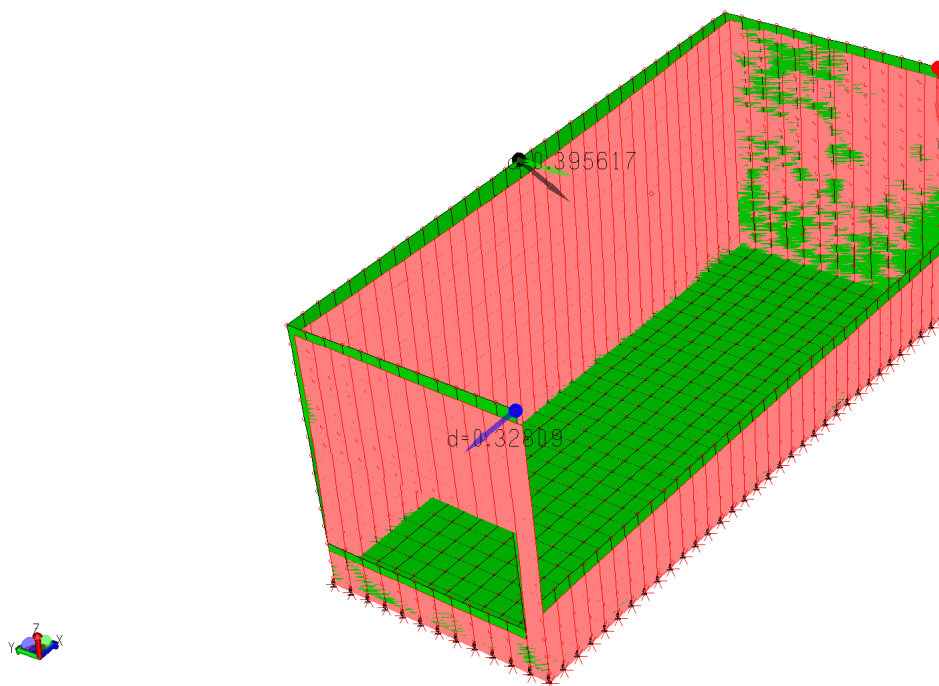


Deformata SLV – comb.2

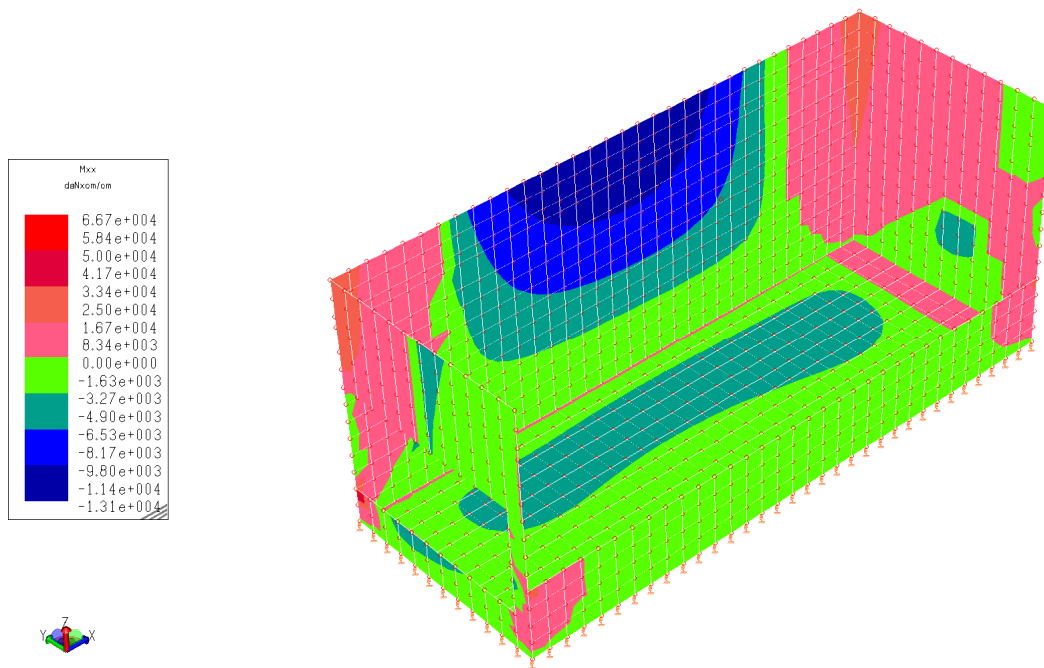




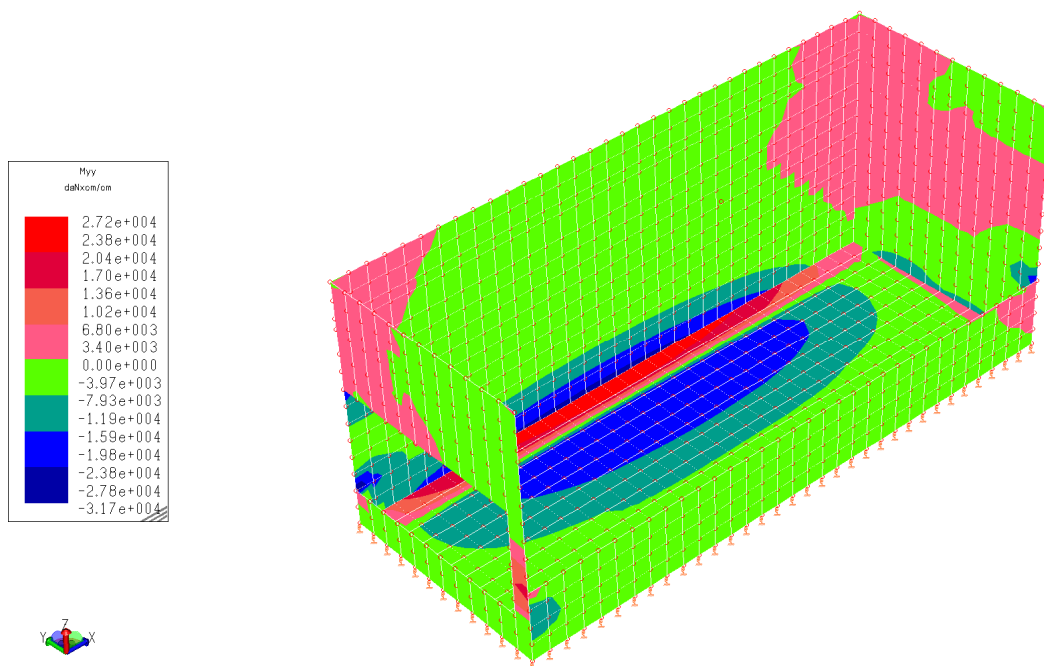
Deformata SLV – comb.3



Deformata SLE – comb.20



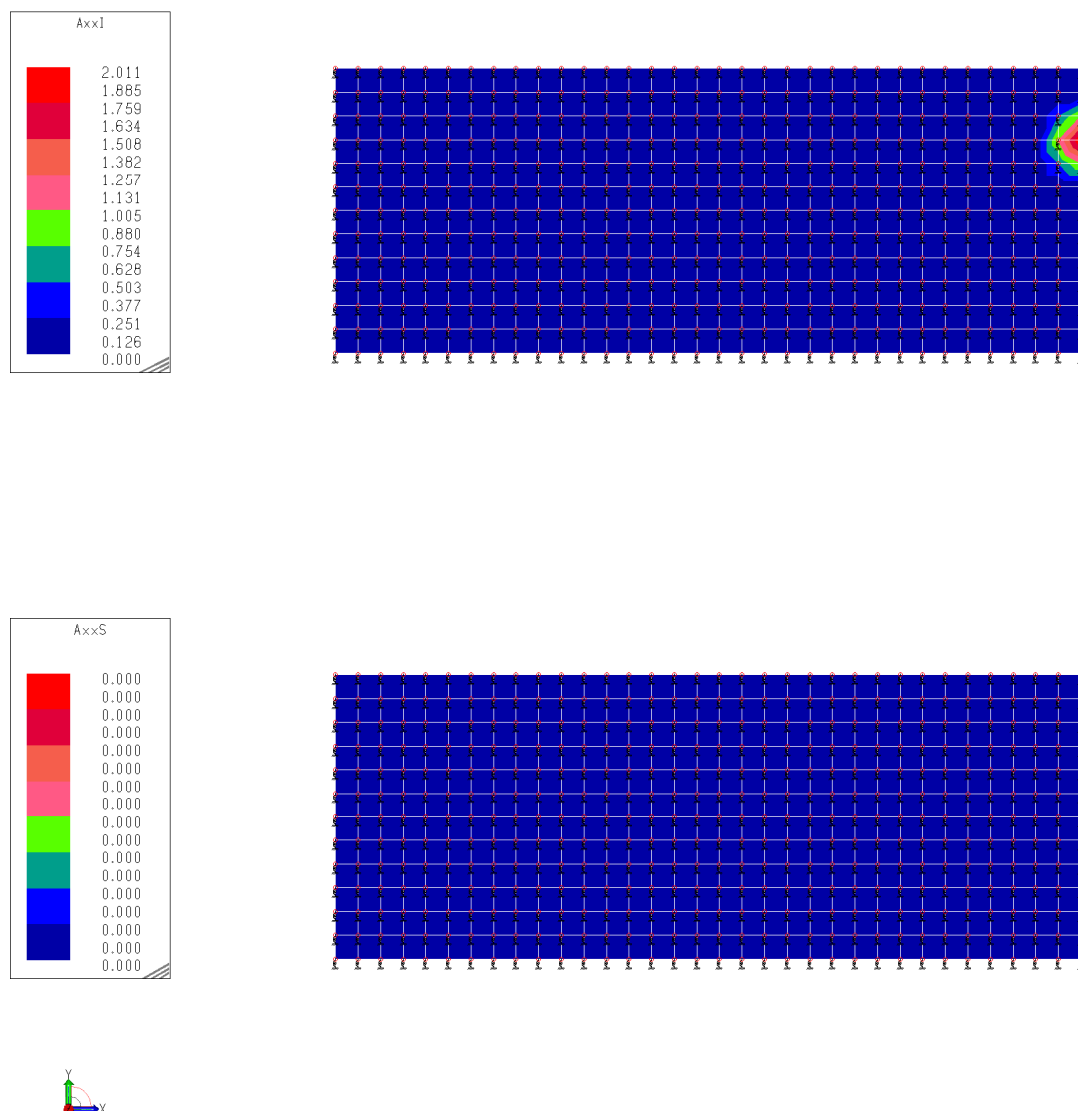
Inviluppo sollecitazioni – Mxx



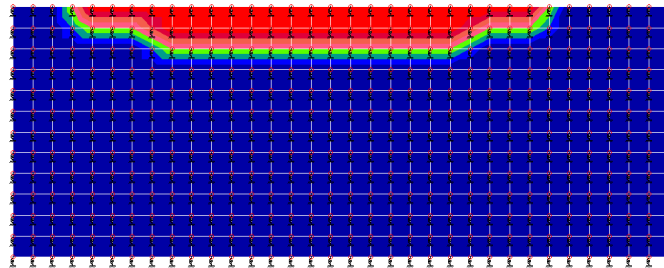
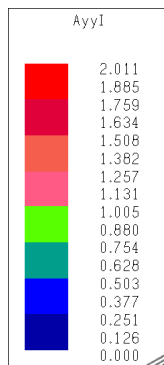
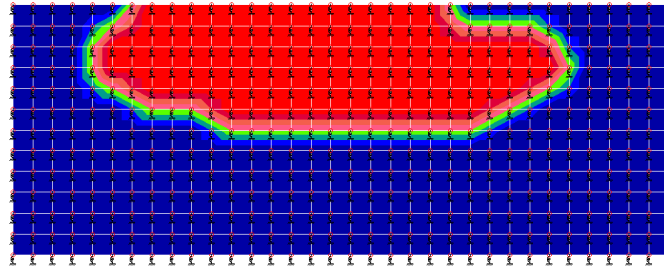
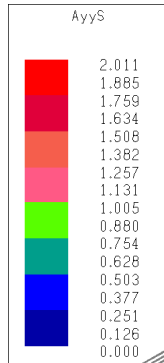
Inviluppo sollecitazioni - Myy

### 6.3.3.2 Verifiche ed armature minime

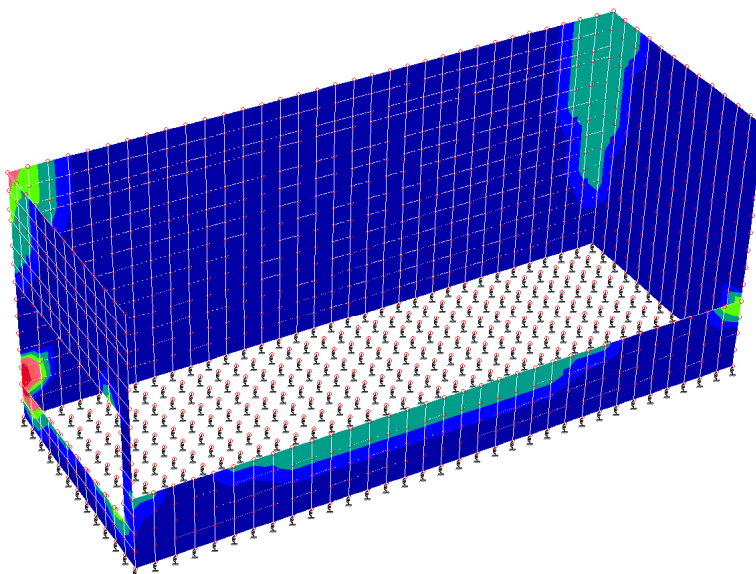
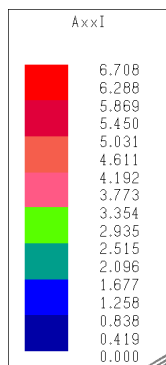
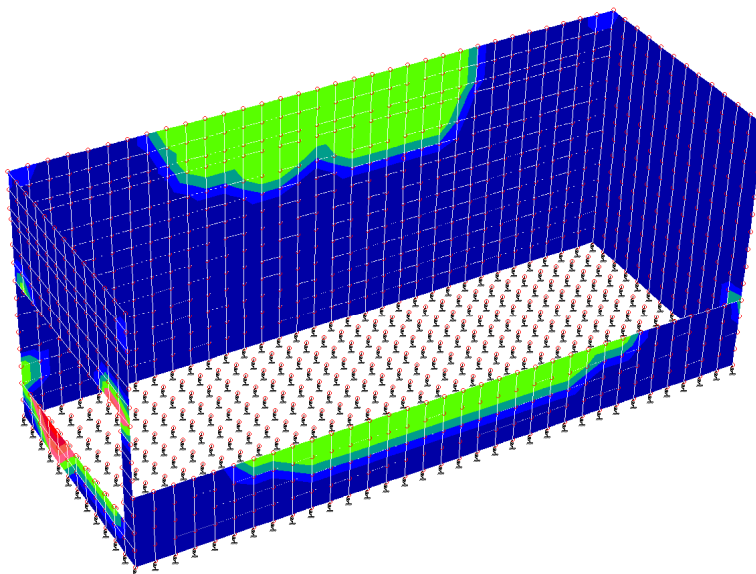
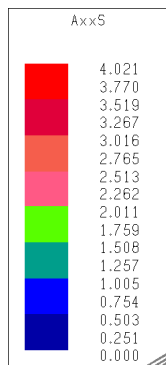
Di seguito si riportano i diagrammi prodotti dal programma di calcolo in cui vengono evidenziate le armature aggiuntive (rispetto a quelle indicate e con lo stesso passo), necessarie per il soddisfacimento delle verifiche.



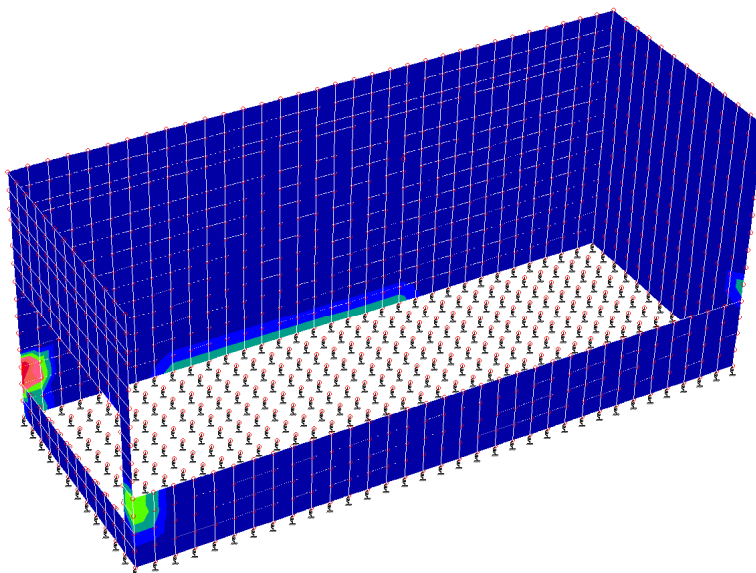
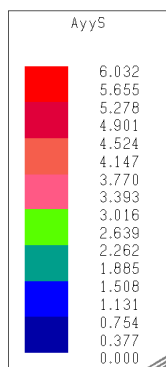
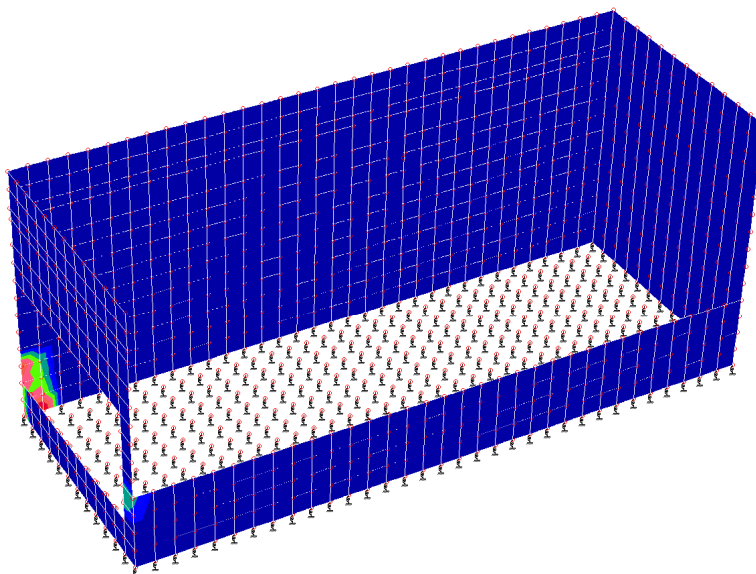
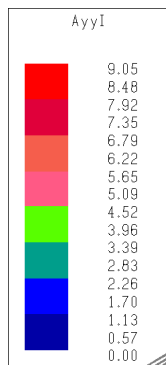
Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y



Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y



Armatura aggiuntiva pareti – base  $\phi 16/25''$  orizz e  $\phi 16/20''$  verticali



Armatura aggiuntiva pareti – base  $\phi 16/25''$  orizz e  $\phi 16/20''$  verticali

#### 6.3.4 Definizione modello interazione struttura terreno

Il valore della costante di *Winkler* è stato considerato pari a quello utilizzato per l'edificio servizi.

$$k_w = 2 \text{ kg/cm}^3.$$

#### 6.3.5 Verifiche geotecniche

##### 6.3.5.1 Calcolo dei cedimenti – stato limite di servizio

Il calcolo è stato eseguito secondo i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.7), considerando la pressione scaricata al suolo dalla sovrastruttura e la schematizzazione di Figura 6.7.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che la determinazione dei cedimenti è di fatto uno stato limite di esercizio).

Tabella 6.4: vasca di restituzione – calcolo cedimenti – stratigrafia di calcolo

Profondità	Unità	Parametri geotecnici		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [kPa]	DESCRIZIONE
da 0 a 3.0 m	2	19.00	12000	RIPORTO ANTROPICO
oltre 3.0 m	3	19.00	40000	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Si evidenzia che il calcolo dei cedimenti è sempre eseguito in riferimento alla pressione netta (incremento di pressione rispetto alla condizione iniziale al piano di imposta della fondazione.) determinata in via genera nella maniera seguente:

- $q_{\text{netta}} = q_{\text{carichi}} - \gamma H_f$

dove:

- $\gamma$ : peso specifico del terreno (efficace nel caso specifico);
- $H_f$ : profondità di imposta della fondazione.

Nel caso specifico si è modellato il manufatto con una singola area di carico per la quale si ha :

$\checkmark q_{\text{netta}} = 31 \text{ kPa.}$  (vedasi Figura 6.7)

È stato considerato anche l'effetto del rilevato di riempimento a tergo dell'opera.

Sono stati calcolati i cedimenti nei punti indicati in Figura 6.8.

Nella seguente Tabella 6.5 sono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 6.5: vasca di restituzione – calcolo cedimenti: Risultati del calcolo

Tipo cedimento		
	direttrici [n.]	Cedimento [cm]
TOTALE	1	0.6339
	2	0.08
	3	0.803
	4	0.799

Il cedimento massimo teorico risulta quindi essere:

$\eta_{\text{max}} = 8.03 \text{ mm.}$

Ora, considerando che il cedimento indicato poc'anzi si riferisce ad una fondazione flessibile senza rigidità mentre la fondazione ne ha una propria, si



è esaminato come essa si pone nei confronti di quella del suolo al fine di poter considerare l'elemento strutturale come rigido.

Ulteriore verifica effettuata quindi è quella di considerare la rigidezza relativa della sezione di fondazione nei confronti del terreno mediante la seguente considerando la seguente espressione.

$$K_R = \frac{4}{3} \cdot \frac{E_f}{E'} \cdot \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_f^2} \cdot \left(\frac{t}{B}\right)^3 ;$$

dove:

- $E_f$ ,  $\nu_f$ ,  $t$ ,  $B$ : modulo di elasticità, coefficiente di Poisson, spessore e base della fondazione;
- $E'$ ,  $\nu$ : modulo di elasticità e coefficiente di Poisson del terreno.

Considerando una fondazione avente come base  $B = 6.80$  m, uno spessore  $t = 0.50$  m un coefficiente di Poisson per il terreno pari a 0.3 e gli usuali valori di 0.15 e 25 MPa rispettivamente per il coefficiente di Poisson e il modulo elastico per la fondazione nonché un valore di  $E'$  per il terreno pari al valore indicato nella tabella riassuntiva si ottiene un valore della rigidezza relativa  $K_R$  pari a circa 42 che risulta essere maggiore del valore di 10 comunemente adottato per denotare il fatto di fondazione rigida nei confronti del terreno.

La fondazione è stata considerata quindi come rigida.

Considerando quindi la correzione derivante dal fatto che la fondazione è rigida si ha che:

$$\eta_{\text{corr}} = 6.5 \text{ mm.}$$

Considerando che per fondazioni isolate su argilla *Skempton – McDonald* (1956) raccomandano un massimo cedimento differenziale nell'ordine dei 40

mm e un cedimento massimo nell'ordine dei 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di  $65 \div 100$  mm nel caso di platee.

Si può notare come nel caso analizzato con le dimensioni considerate e i carichi agenti il cedimento teorico calcolato sia perfettamente accettabile.

L'obiettivo di definire i valori soglia dei cedimenti, al di sotto dei quali non si hanno danni strutturali, costituisce uno studio particolarmente ambizioso se si pretende di perseguirlo con rigore scientifico, in quanto l'operazione di mettere in relazione i movimenti della fondazione con i danni della struttura passa attraverso la disamina di molteplici e complessi fattori.

Premessa indispensabile ad ogni esame di questo genere risulterebbe pertanto la corretta individuazione dell'organismo strutturale dell'influenza dei tamponamenti interni ed esterni sulla risposta d'insieme, delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, unitamente alla conoscenza delle modalità e dei tempi di esecuzione.

Sembra pertanto quasi obbligato il ricorso a un processo empirico, basato sull'osservazione del comportamento di strutture già realizzate.

In tale ottica si osserva preliminarmente come, nella descrizione della distribuzione dei cedimenti nello spazio, la terminologia impiegata sia alquanto ampia per cui dovendosi operare una scelta si aderisce a quella introdotta da *Burland e Wroth* (1975).

Con riferimento alla Figura 6.5 la rotazione relativa  $\beta$  indica la rotazione subita dalla retta congiungente due punti di riferimento, una volta scorporata la rotazione rigida  $\omega$  della struttura.

La distorsione angolare è definita dalla seguente espressione:

$$\alpha \equiv \frac{s_B - s_A}{L_{AB}} + \frac{s_B - s_C}{L_{BC}}$$

L'inflessione relativa  $\Delta$  indica il massimo cedimento riferito alla congiungente due punti di riferimento a distanza  $L$  e il rapporto  $\Delta/L$  è indicato come rapporto di inflessione o curvatura.

Le suddette definizioni si applicano con riferimento a due punti qualsiasi della struttura di fondazione che non necessariamente coincidono con le sue estremità. Nel tentativo di stabilire dei criteri di accettabilità dei cedimenti differenziali giova ricordare quanto soggettivo sia il concetto di funzionalità di una struttura, essendo tale concetto legato contestualmente alla funzione dell'opera e alle reazioni dell'utilizzatore.

Inoltre occorre tenere presente che le strutture per quanto all'apparenza simili hanno in realtà una loro storia diversa, condizionata da fattori quali la successione dei carichi, le deformazioni viscosi, le fessurazioni e altri ancora che possono minare alle fondamenta ogni tentativo di eccessiva generalizzazione.

I criteri che seguono vanno pertanto accettati come elementi di indirizzo che non costituiscono all'occorrenza analisi di aspetti specifici, potendo questi ultimi condizionare in modo sostanziale il comportamento della struttura in esame.

Facendo riferimento al lavoro di *Skempton e MacDonald* (1956) basato sull'osservazione di 98 edifici, i valori limite della rotazione relativa  $\beta$  dovrebbero essere dell'ordine di 1/500 (1/500 è il valore raccomandato dagli Autori anche se il valore osservato è pari a 1/300) per evitare la fessurazione delle strutture di tamponamento e dell'ordine di 1/150 per evitare danno alle strutture portanti in calcestruzzo armato.

*Polsi e Tokar* (1957) riportando dati che si riferiscono a esperienze nell'Europa orientale attribuiscono alle suddette soglie i valori di 1/500 e 1/200 e conclusioni simili sono state raggiunte da *Meyerhof* (1956).

Nel caso di muri portanti non armati il parametro più significativo è rappresentato dal rapporto di inflessione e sulla scorta dei dati raccolti da Burland e Wroth (1975) i valori limiti risultano pari a:

$$\frac{\Delta}{L} = 2 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 1.$$
$$\frac{\Delta}{L} = 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 5.$$

Avendo indicato con H l'altezza della parete.

Definiti i valori di soglia, si pone il problema della previsione dei cedimenti differenziali. Benchè sia relativamente attendibile la previsione del cedimento totale di una struttura, altrettanto non può dirsi dei cedimenti differenziali, giacchè questi ultimi dipendono a parità di altri fattori quali l'effettiva rigidezza della struttura dalla intrinseca variabilità spaziale delle caratteristiche del terreno. Alla luce di tali considerazioni, la strada più efficace per pervenire a previsioni attendibili è quella di correlare i cedimenti differenziali al cedimento massimo osservato.

In particolare si riportano le seguenti correlazioni empiriche (*Grant et al.* 1974):

fondazione su sabbie

$$s_{\max} = 15000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 18000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

fondazione su argille

$$s_{\max} = 30000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 35000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

In aggiunta a tali indicazioni si ricorda che *Terzaghi e Peck* (1948) osservano che nel caso di fondazioni su sabbie il cedimento differenziale può stimarsi pari al 75% del cedimento massimo e raccomandano per quest'ultimo un valore limite pari a 25 mm.

*Skempton e MacDonald* (1956) giungono alla conclusione che, nel caso di strutture ordinarie il cedimento differenziale limite per fondazioni su sabbie è di 25 mm e il massimo cedimento tollerabile è dell'ordine di 40 mm per fondazioni isolate e di 40 - 65 mm per platee.

Nel caso di fondazioni su argille il valore del cedimento differenziale sale a 40 mm e i valori del cedimento massimo diventano pari a 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di 65 – 100 mm nel caso di platee.

I dati raccolti da *Bjerrum* (1963) testimoniano infine che non sono stati osservati danni su edifici fondati su platee che interagendo con terreni argillosi hanno subito cedimenti totali inferiori a 250 mm e cedimenti differenziali inferiori a 125 mm. Sono stati invece registrati danni nel caso di fondazioni isolate su argille per cedimenti differenziali in eccesso a 50 mm e cedimenti totali superiori a 150 mm.

Nel caso specifico della vasca di restituzione considerando il valore massimo del cedimento teorico atteso e valutando le considerazioni di cui sopra (tipologia di

fondazione e di terreno naturale presente) possiamo ritenere di essere completamente all'interno di un range di accettabilità per le strutture.

Considerando di fatto il cedimento differenziale tra due punti di cui uno al centro e uno in prossimità del bordo della platea (quelli per i quali è massimo e minimo il cedimento) si ha un valore massimo della rotazione relativa ( $\beta$ ) pari a:

$$\beta_{\max} < 0.002 \text{ (1/500)}.$$

#### 6.3.5.2 Verifica a capacità portante

I dati della fondazione (si veda Figura 6.7 per schema di calcolo) esaminata sono i seguenti:

- B = 680 cm;
- L = 1710 cm;
- D (appr. da piano campagna) = 320 cm;
- $q_{Ed}$  = 170 kPa (vedasi Figura 6.9).

Per determinare il valore della pressione limite di design si è utilizzato la formula:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q.$$

I dati significativi utilizzati nel calcolo eseguito sono i seguenti:

- $N_{\gamma}$  = 12.54;
- $N_q$  = 11.85;
- $N_c$  = 22.25;
- $\gamma_{\square}$  = 19 kN/m<sup>3</sup>

Nella tabella seguente si è riportato il risultato del calcolo eseguito.

Tabella 6.6: valori di capacità portante – Approccio 2

Unità	approfondimento [m]	base fondazione [m]	$q_{lim}$ [kPa]	$q_{lim,d}$ [kPa]
Vasca restituzione	5.50	6.8	905	393

Nell'ottica degli stati limite si deve avere il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$R_d > E_d. \quad (1)$$

Nel caso specifico si dovranno confrontare le pressioni in particolare risulta per l'unità in esame:

$$393 > 170 \text{ kPa.}$$

#### 6.3.5.3 Verifica scorrimento e ribaltamento

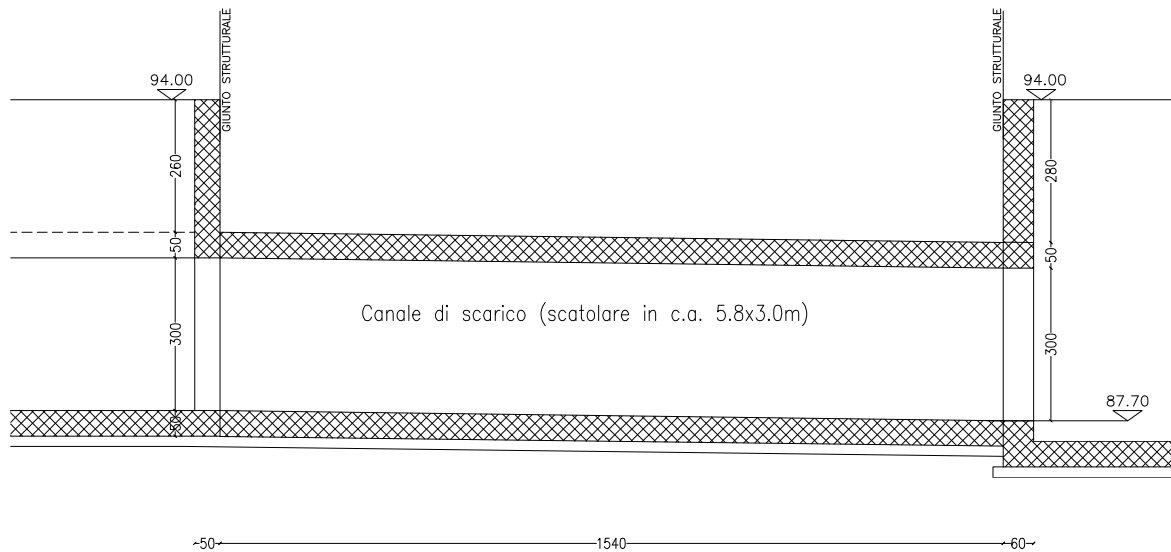
La verifica a scorrimento per il manufatto in esame non è significativa da un punto di vista tecnico in quanto essa strutturalmente è contrastata al movimento orizzontale dall'intera struttura della manufatto chiavica a cui è collegata. Lo stesso vale per la verifica a ribaltamento, anteriormente è bloccata dai muri d'ala della chiavica mentre posteriormente dal piazzale.

Per il motivo di cui sopra le verifiche sono state omesse.

## 6.4 CANALE DI SCARICO

### 6.4.1 Descrizione dell'opera

Il canale di scarico (tavola LOR 3008-3011) è un scatolare in c.a. realizzato in opera di luce interna 5.80x3.00m e spessore 50cm; funge da collegamento tra la vasca di scarico e la vasca di restituzione ed ha una lunghezza di 15.40m.



#### 6.4.1.1 Modello di calcolo

##### INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Canale
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

##### NORMATIVA

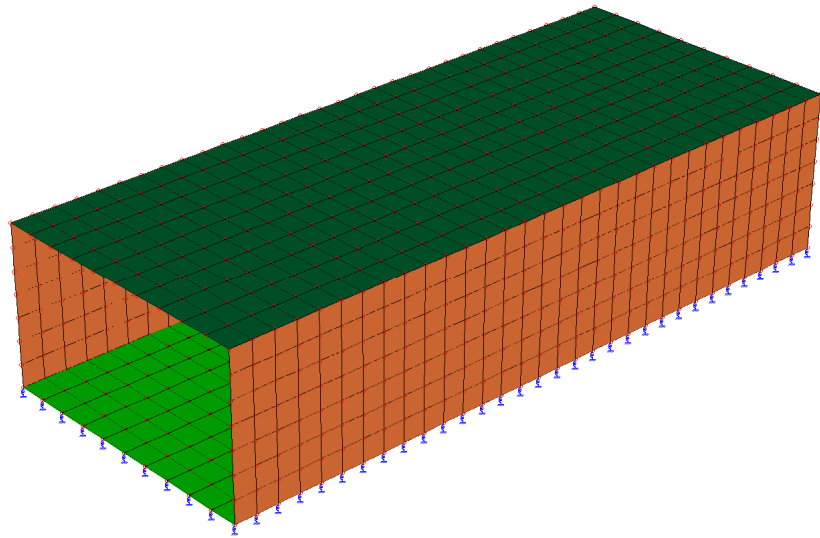
Vita nominale costruzione	100 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	150 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	1424 anni
Localita'	Strada Carlo Forlanini, Alessandria
ag/g	0.081
F0	2.57
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

##### DATI SPETTRO

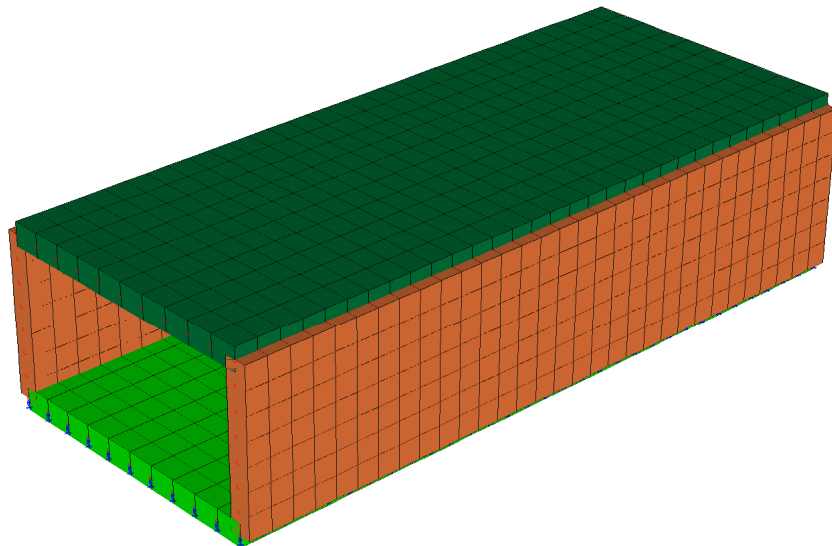
Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1279 [C1 = 0.05 H = 350]
$\lambda$	1
Fattore q di struttura	qor=1

Duttilita'  
Sd (T1)  
Coeff.globale accelerazione sismica

Bassa Duttilita'  
0.281 g  
0.281



Modello piano

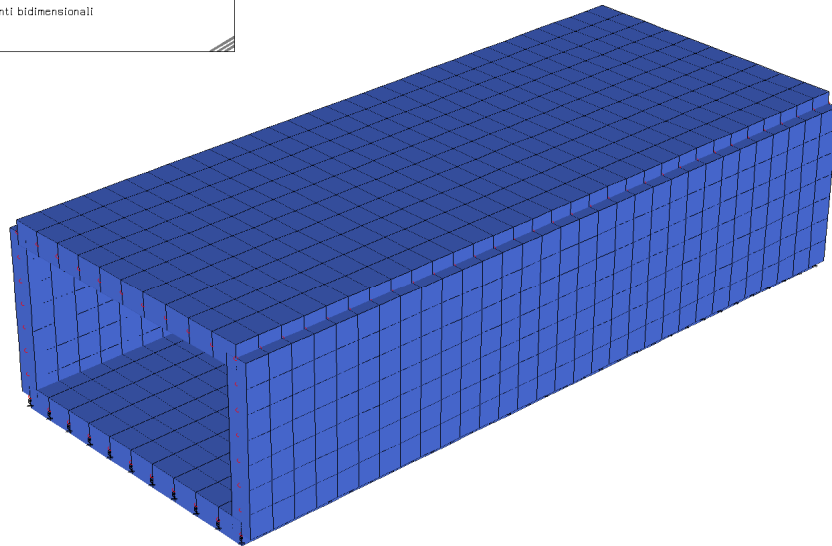
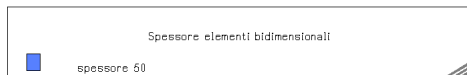


Modello solido



### 6.4.1.2 Caratteristiche geometriche

#### Sezioni utilizzate nel modello strutturale



Spessori elementi piastra

#### Lista Materiali Utilizzati

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C28/35 (Rck 350)	+3.20e+005	0.120	0.00250	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

#### Gruppi della struttura

##### ELEMENTO FINITO: PIASTRA

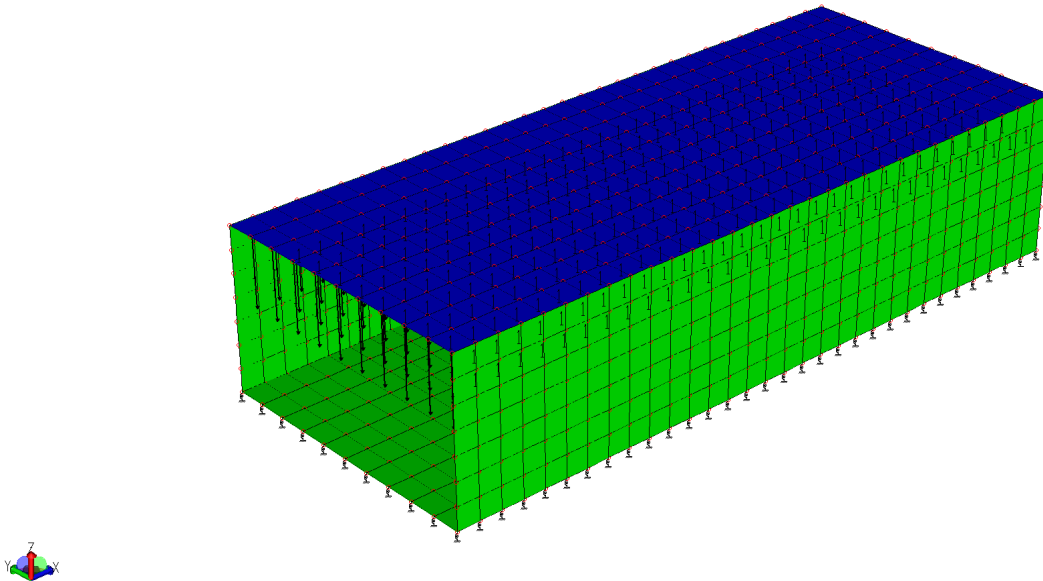
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	soletta inf	
2	pareti	
3	soletta sup	

##### ELEMENTO FINITO: VINCOLO

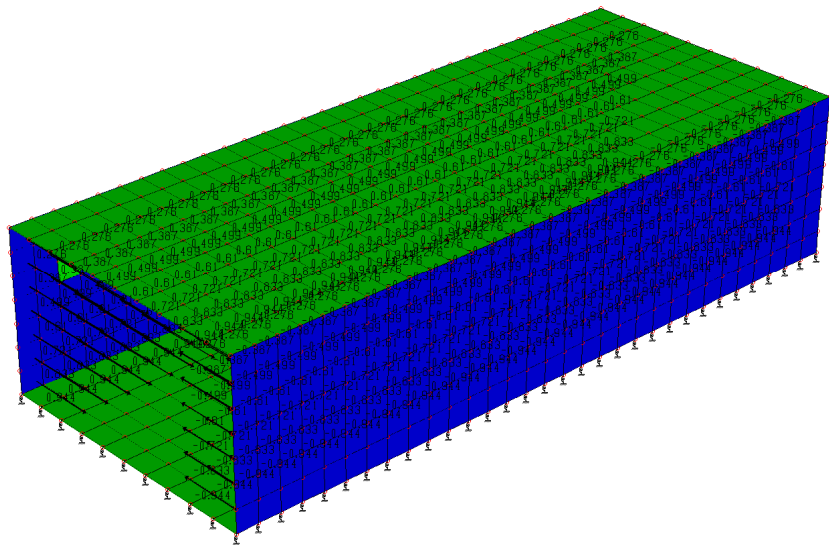
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
---------------	--------------------	--

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Vincoli di platea cost. sottofondo = 2	

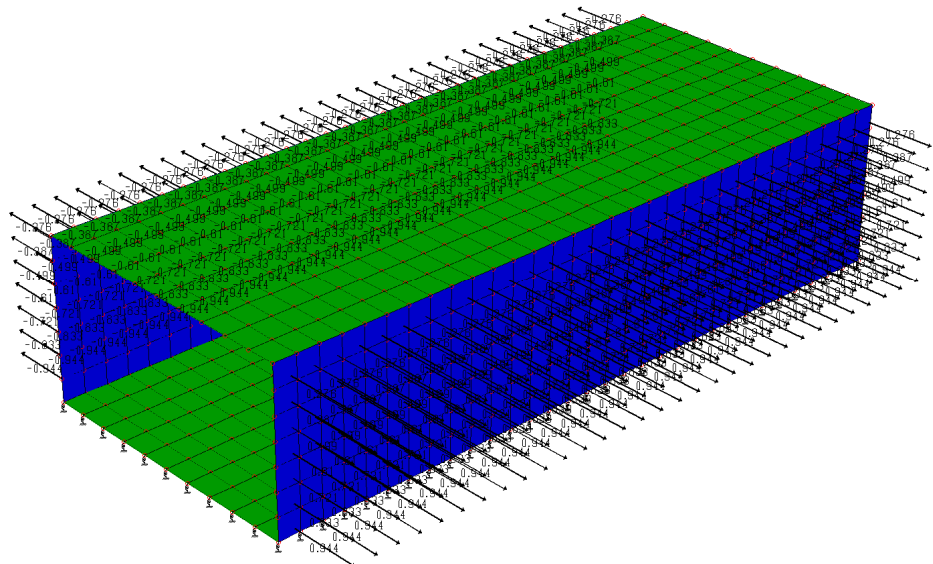
*Elementi e carichi: Piastra*



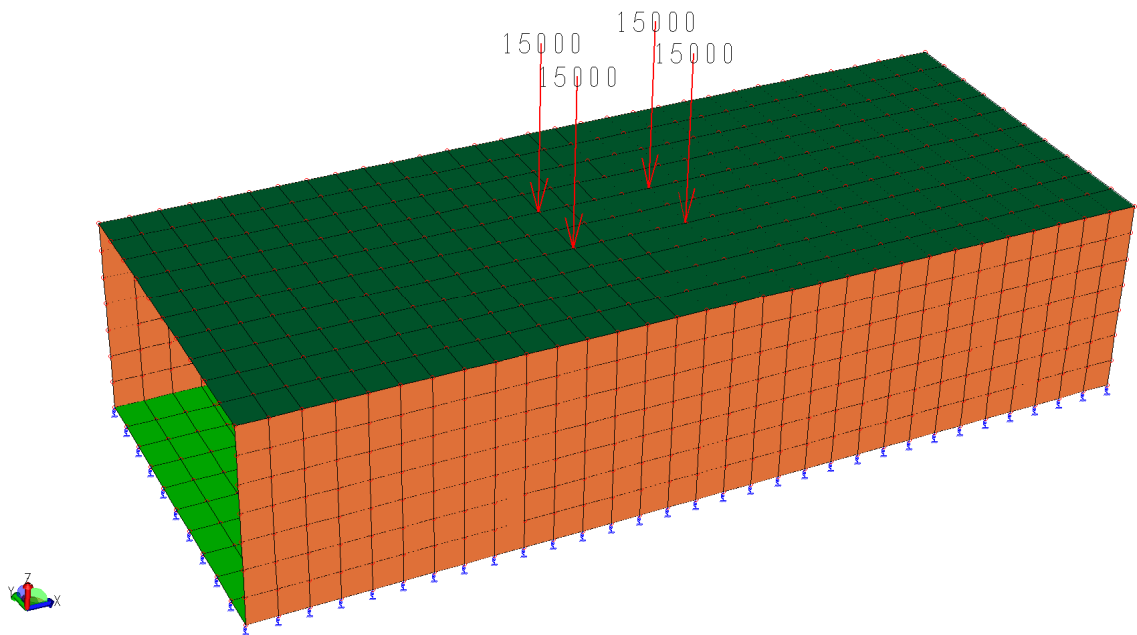
Carico terreno superiore



Spinta terreno – terreno allagato



Spinta acqua



Carico nodale – 1° categoria stradale

## 6.4.2 Condizioni di carico

### 6.4.2.1 Analisi dei carichi - azioni

In accordo con le Nuove Norme Tecniche del 2008 sono stati valutati i carichi agenti sulle strutture:

#### Peso proprio

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

dove:

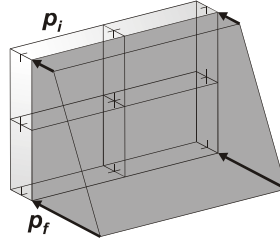
Vol: volume dei setti in conglomerato armato (m<sup>3</sup>);

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$  peso specifico del conglomerato armato.

Viene calcolato automaticamente dal software, una volta inserita la geometria della struttura e le proprietà dei materiali.

#### Spinta Idrostatica

La spinta idrostatica dovuta alla presenza di acqua nel canale viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto.



Poiché si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che la falda si trovi a quota piano campagna +92.70, il valore  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_f = \gamma_w \cdot H = 50 \text{ kN/m}^2$ ,

dove:

$H = 5.00 \text{ m}$  altezza idrica della falda rispetto all'asse della soletta di fondo

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  peso specifico dell'acqua.

#### Spinta attiva del terreno

La spinta attiva dovuta alla presenza di terreno a tergo dell'opera viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti in elevazione che costituiscono le spalle del manufatto. La pressione in sommità, a quota +92.70 assume un valore pari a  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ , in corrispondenza della fondazione  $p_f = K_a \cdot \gamma'_t \cdot H_m = 36.0 \text{ kN/m}^2$ .

dove:

$H_m = 5.00 \text{ m}$  altezza del terreno di monte rispetto all'asse della soletta di fondo

$K_a = 0.40$  coefficiente di spinta attiva cautelativo, calcolato mediante la relazione di Coulomb con estensione di Muller Breslau;

$\gamma'_t = \gamma - \gamma_w = 8.0 \text{ kN/m}^3$  peso specifico apparente del terreno, considerato immerso in quanto trovasi al disotto della quota di falda pertanto nell'ipotesi di allagamento a quota +92.70 la spinta sarebbe  $p_f' = K_a \cdot \gamma'_t \cdot H_m = 16 \text{ kN/m}^2$ .

In presenza dell'azione sismica la formula della pressione al piede del manufatto si modifica nel seguente modo:  $p_f = K_a \cdot \gamma'_t \cdot H_m \cdot (1 \pm k_v)$ ;

dove:

$K_a = 0.50$  coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe (a favore di sicurezza nel modello si amplificheranno le spinte del terreno per 1,4 invece del valore di calcolo pari a 1,25);  
 $k_v$  è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

#### Pacchetto piazzale superiore

Sulla soletta di sommità si considera un carico uniformemente distribuito  $q$  di 26  $kN/m^2$  per il pacchetto del piazzale di transito ( $\gamma_{piazzale} = 20 kN/m^3$  peso specifico pacchetto ed 1.30m di ricoprimento).

#### Carico automezzi

Per la soletta di sommità si considera inoltre un carico per il transito di mezzi per la manutenzione con i valori del carico stradale di 1° categoria indicato nella tab. 5.1.11 delle NTC08 pari a 4 carichi da 150kN formanti un rettangolo 1.20x2.00.

#### Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Spinta terreno	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.360000	1.0000	1.0000
Spinta acqua	3	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	0.500000	1.0000	1.0000
Spinta terreno allagato	4	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.160000	1.0000	1.0000

#### Carico di superficie nella direzione globale V, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Terreno sup	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.260000	1.0000	1.0000

#### CONDIZIONI DI CARICO AI NODI

Num.cond.carico	Descrizione							
1	Carico la cat	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		2010			-1.50e+004			
		2012			-1.50e+004			
		2046			-1.50e+004			
		2048			-1.50e+004			

#### Azione sismica

In virtù della regolarità in pianta e altezza della struttura verrà svolta un'analisi sismica di tipo statico equivalente (NTC 2008 par. 7.3.3.2). La forza sismica orizzontale assume le seguente espressione:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

dove:

- $W$ : peso complessivo della costruzione (massa sismica);
- $\lambda$ : coefficiente che, nel caso specifico, assume valore unitario;
- $S_d(T_1)$ : ordinata dello spettro di risposta di progetto ottenuto moltiplicando lo spettro di risposta elastico corrispondente per  $1/q$ ;
- $q$ : fattore di struttura da utilizzare in ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Nel caso specifico è pari a 1.0.
- $T_1$ : periodo del modo di vibrare principale;
- $g$ : accelerazione di gravità.
- 

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

---

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

---

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione ☐

Grafici spettri di risposta ☐

Tabella parametri azione ☐

**Strategia di progettazione**

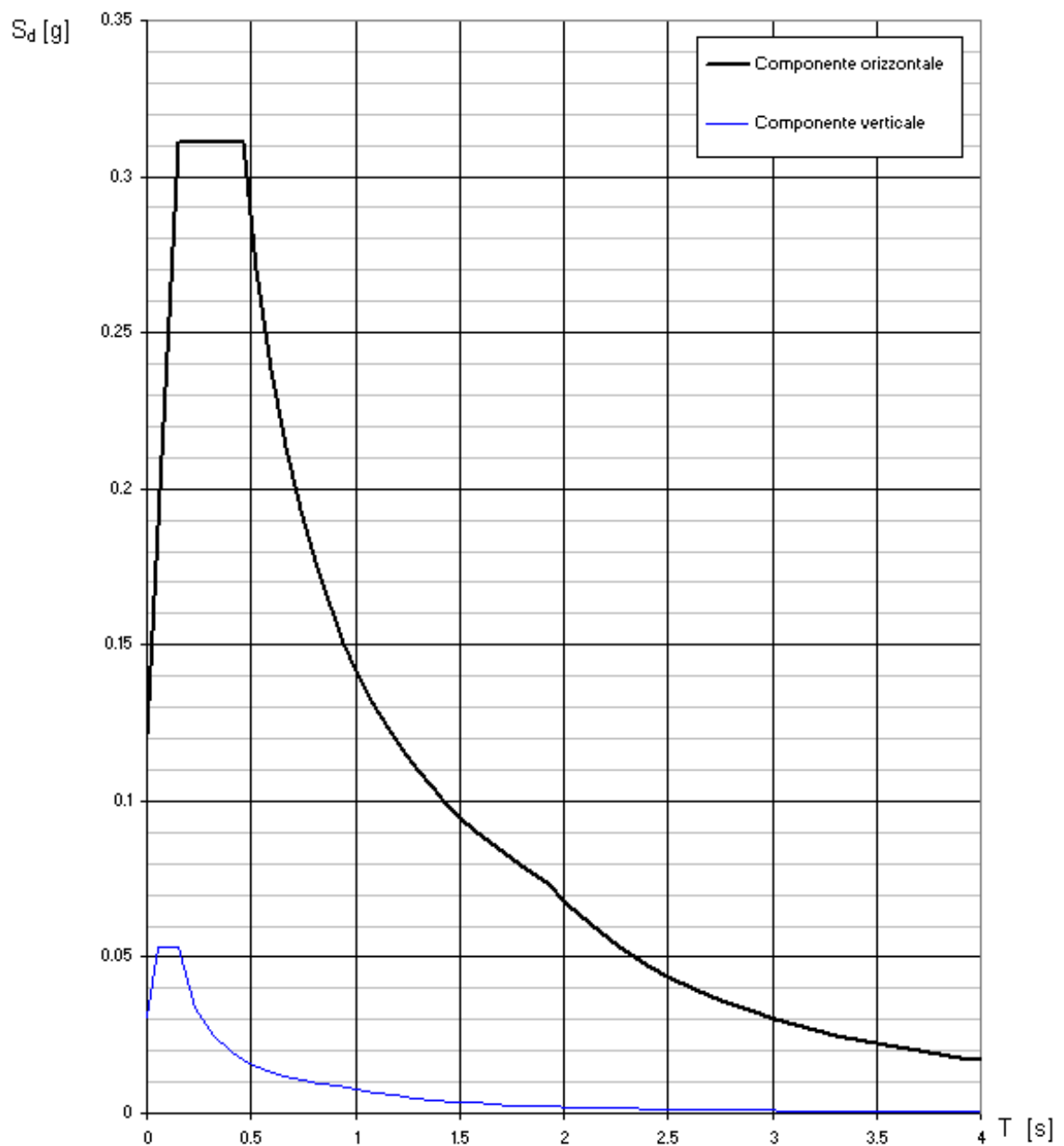
**LEGENDA GRAFICO**

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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





## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.081 g
$F_o$	2.568
$T_c$	0.290 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.579
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.153 s
$T_C$	0.458 s
$T_D$	1.923 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendovi con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.121
0.153	0.311
0.458	0.311
0.528	0.270
0.598	0.238
0.668	0.214
0.737	0.193
0.807	0.177
0.877	0.163
0.947	0.151
1.016	0.140
1.086	0.131
1.156	0.123
1.226	0.116
1.295	0.110
1.365	0.104
1.435	0.099
1.504	0.095
1.574	0.091
1.644	0.087
1.714	0.083
1.783	0.080
1.853	0.077
1.923	0.074
2.022	0.067
2.121	0.061
2.220	0.056
2.319	0.051
2.417	0.047
2.516	0.043
2.615	0.040
2.714	0.037
2.813	0.035
2.912	0.032
3.011	0.030
3.110	0.028
3.209	0.027
3.308	0.025
3.407	0.024
3.505	0.022
3.604	0.021
3.703	0.020
3.802	0.019
3.901	0.018
4.000	0.017

#### 6.4.2.2 Combinazioni di carico

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive delle combinazioni di carico considerate nelle analisi per le *Verifiche allo Stato Limite Ultimo ed allo Stato Limite di Esercizio*. Ciascuna combinazione viene definita mediante numerazione, descrizione, parametri, tipo di azioni e categoria, condizioni e moltiplicatori che la caratterizzano.

#### NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
4	Statico vuoto	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
5	Statico allagato	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
6	Sismica +Y	Azione sismica: SISMA +Y Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.400
7	Statico vuoto (senza la cat.)	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
2	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
3	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

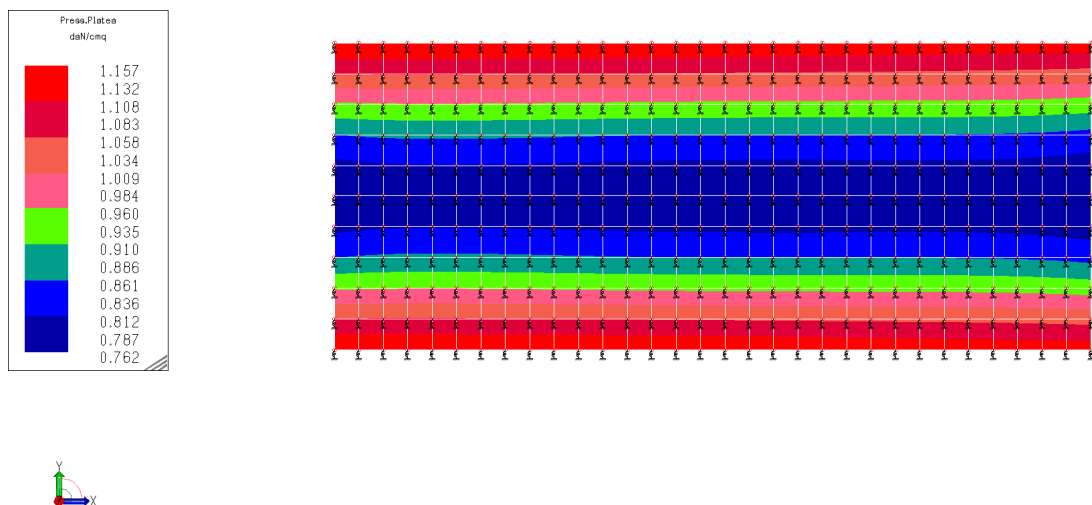
##### CARICHI NODALI

Num. comb. car.	Descrizione							
1	Rara							
2	Frequente							
3	Quasi permanente							
4	Statico vuoto	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		2048			-2.03e+004			
		2046			-2.03e+004			
		2012			-2.03e+004			
		2010			-2.03e+004			
5	Statico allagato	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ

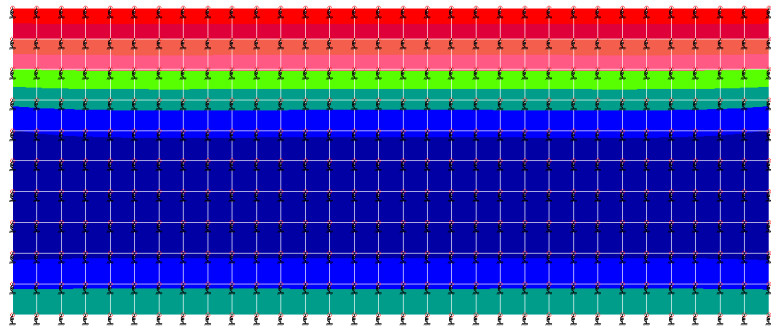
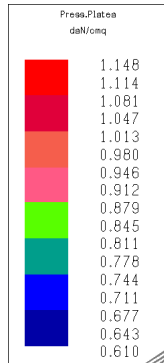
Num. comb. car.	Descrizione
	2048 -2.03e+004
	2046 -2.03e+004
	2012 -2.03e+004
	2010 -2.03e+004
6	Sismica +Y
7	Statico vuoto (senza la cat.)

### 6.4.3 Principali risultati

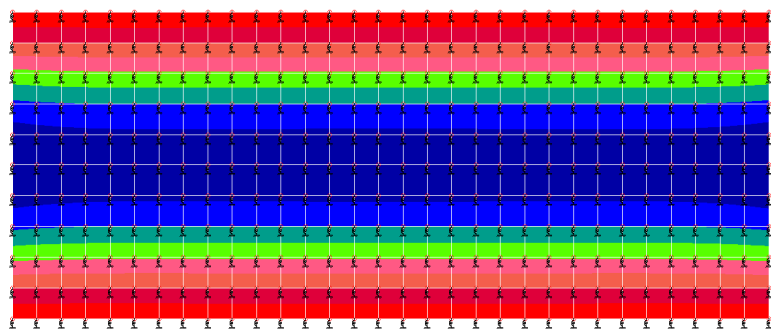
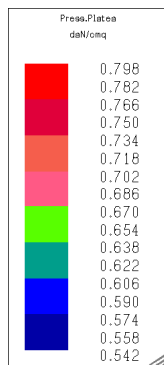
#### 6.4.3.1 Deformate e sollecitazioni principali



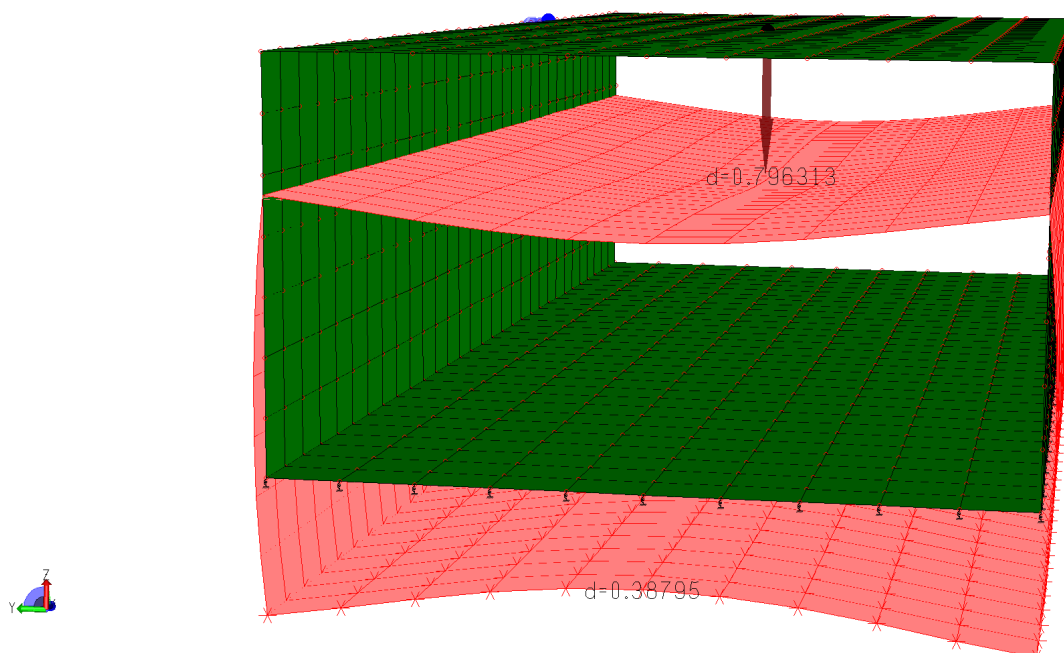
Pressioni sul terreno – involucro SLU



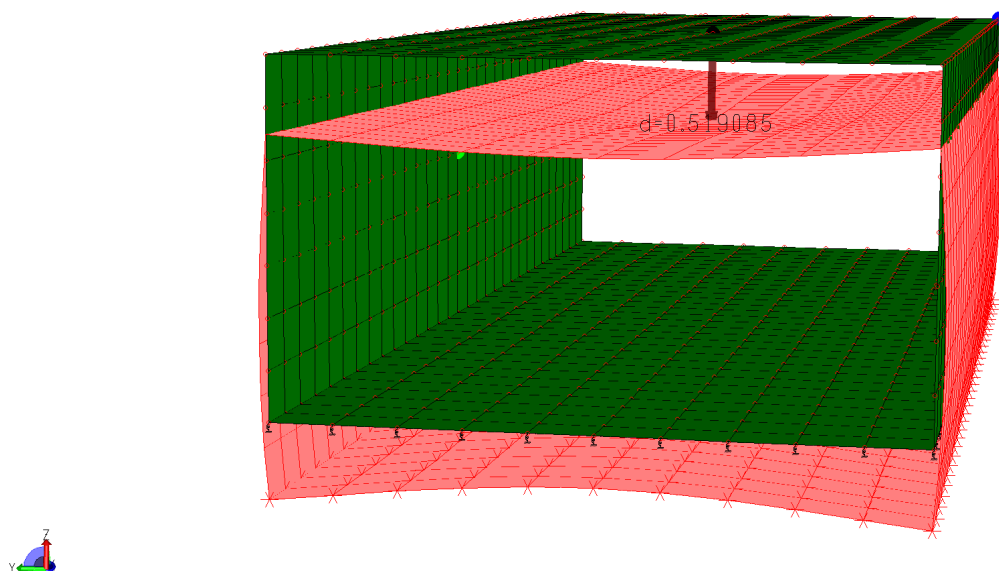
Pressioni sul terreno – SLV



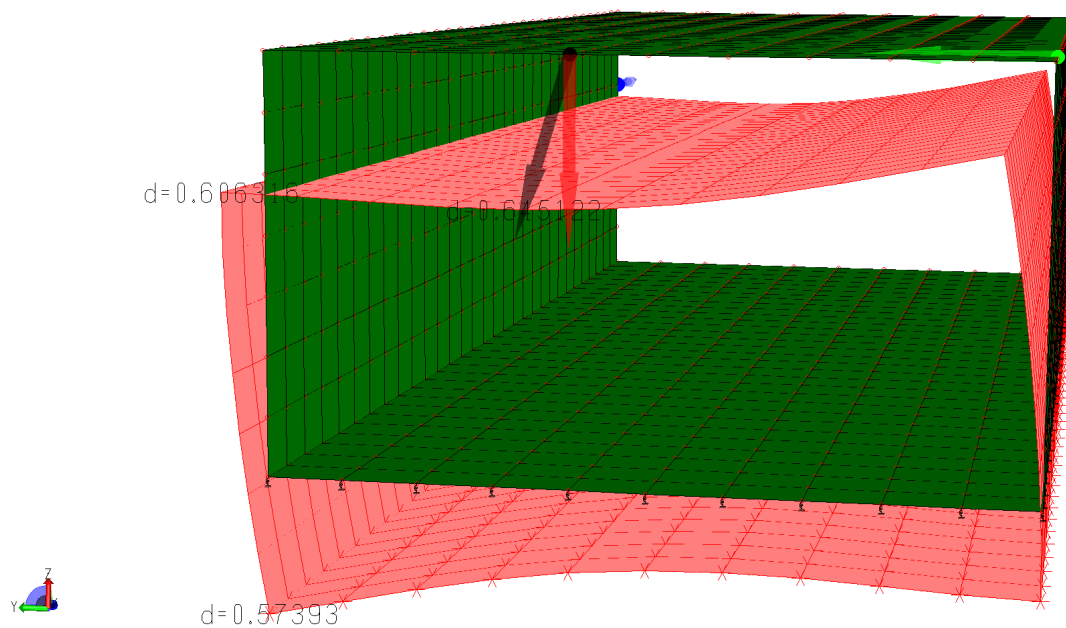
Pressioni sul terreno – comb. quasi permanente



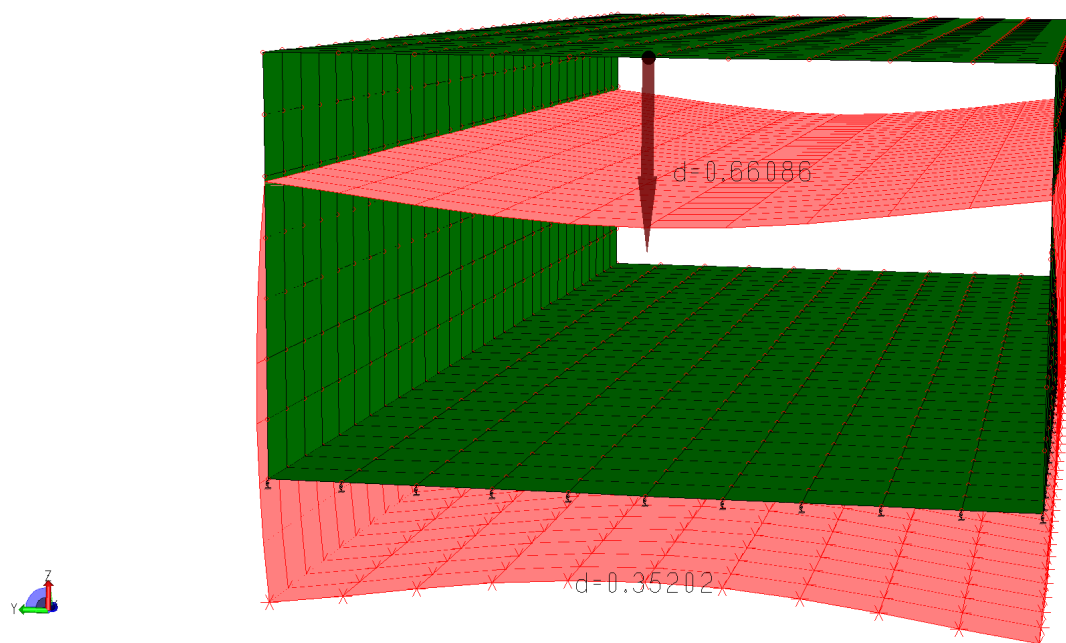
Deformata SLU – comb.4



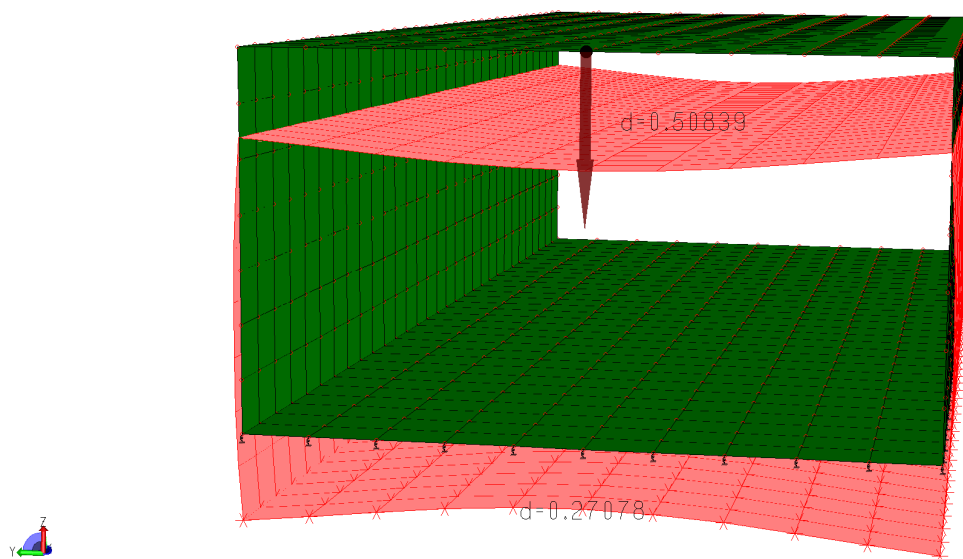
Deformata SLU – comb.5



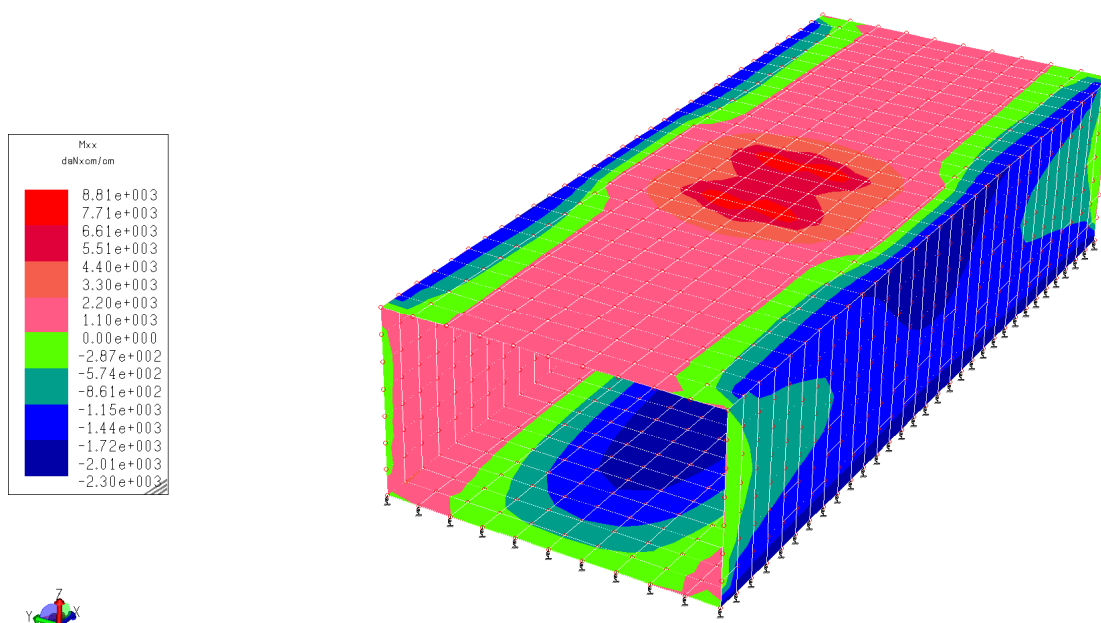
Deformata SLV – comb.6



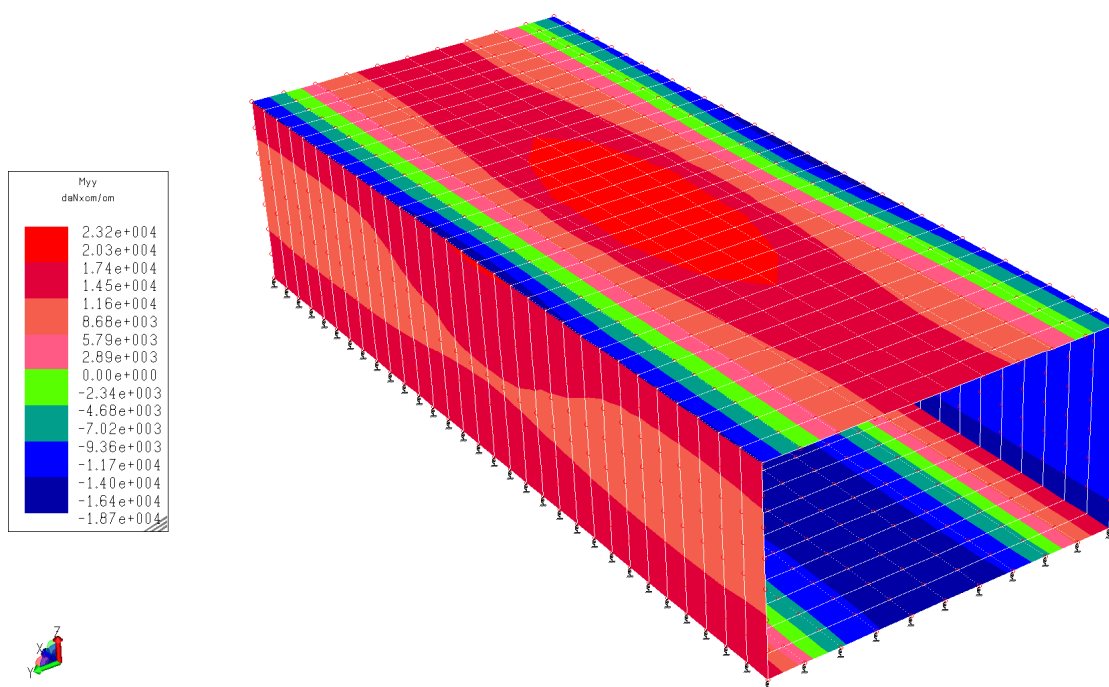
Deformata SLU – comb.7



Deformata SLE – comb.3



Involuppo sollecitazioni – Mxx

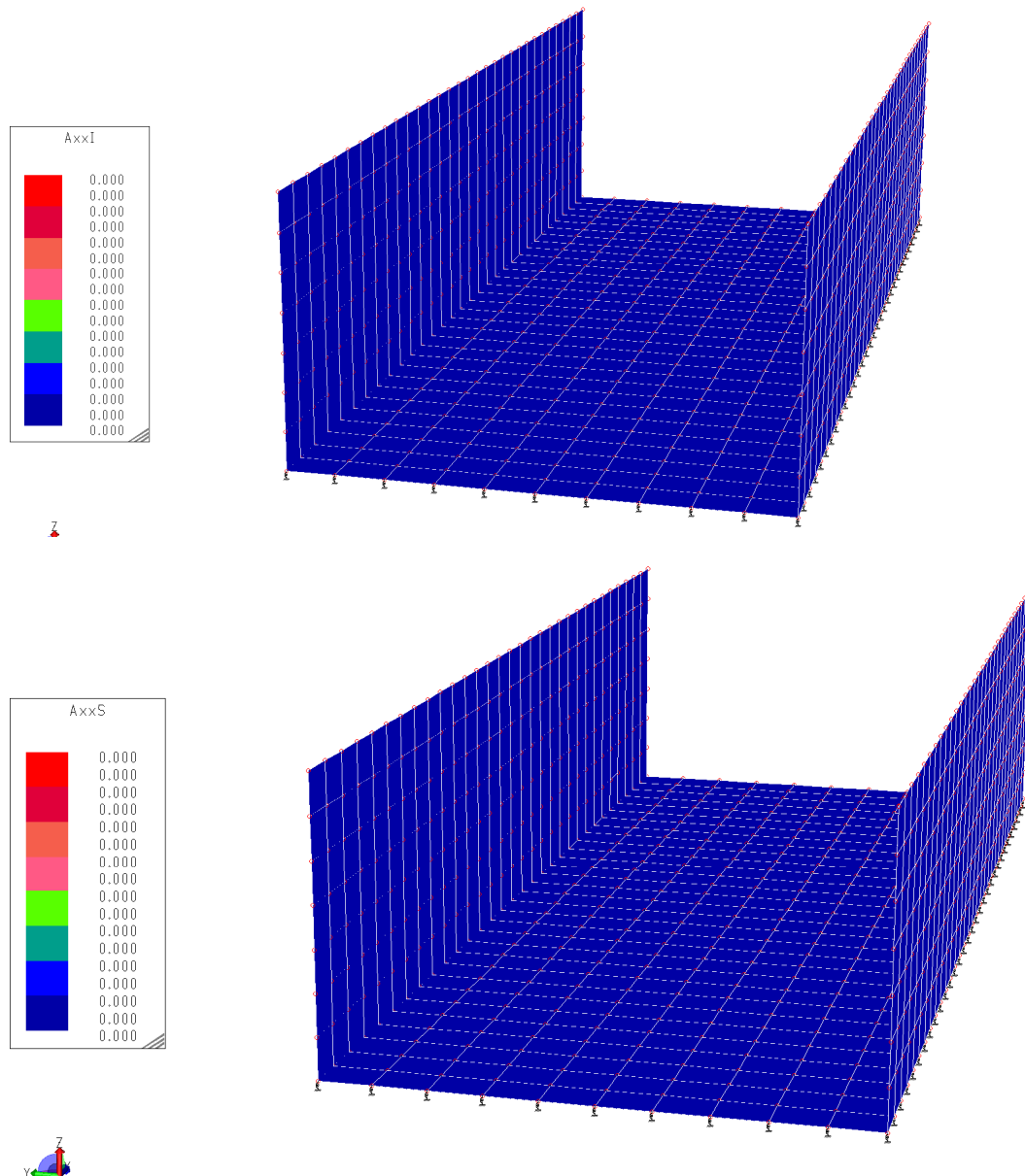


Involuppo sollecitazioni -  $M_{yy}$



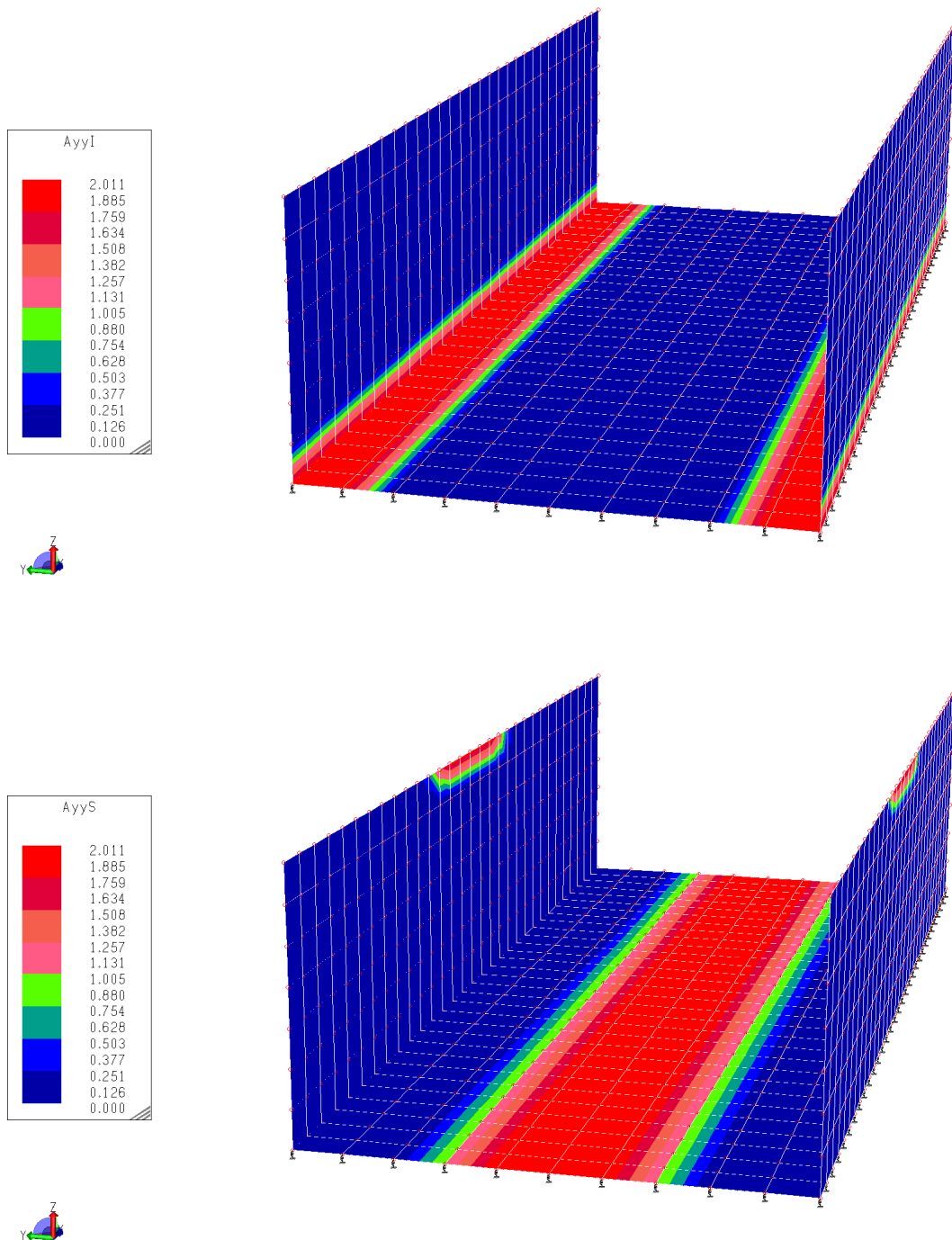
#### 6.4.3.2 Verifiche ed armature minime

Di seguito si riportano i diagrammi prodotti dal programma di calcolo in cui vengono evidenziate le armature aggiuntive (rispetto a quelle indicate e con lo stesso passo), necessarie per il soddisfacimento delle verifiche.



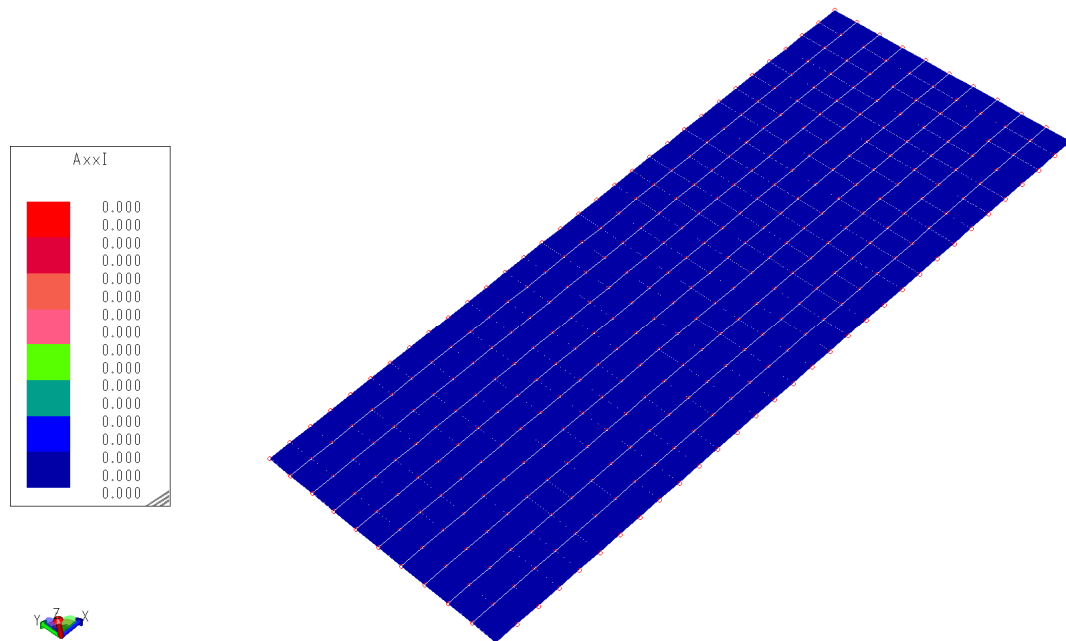
Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 12/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y - (non risulta necessaria in nessuna direzione, né inf. né sup.)

Armatura aggiuntiva pareti – base  $\phi 12/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  verticali - (non risulta necessaria in nessuna direzione, né inf. né sup.)

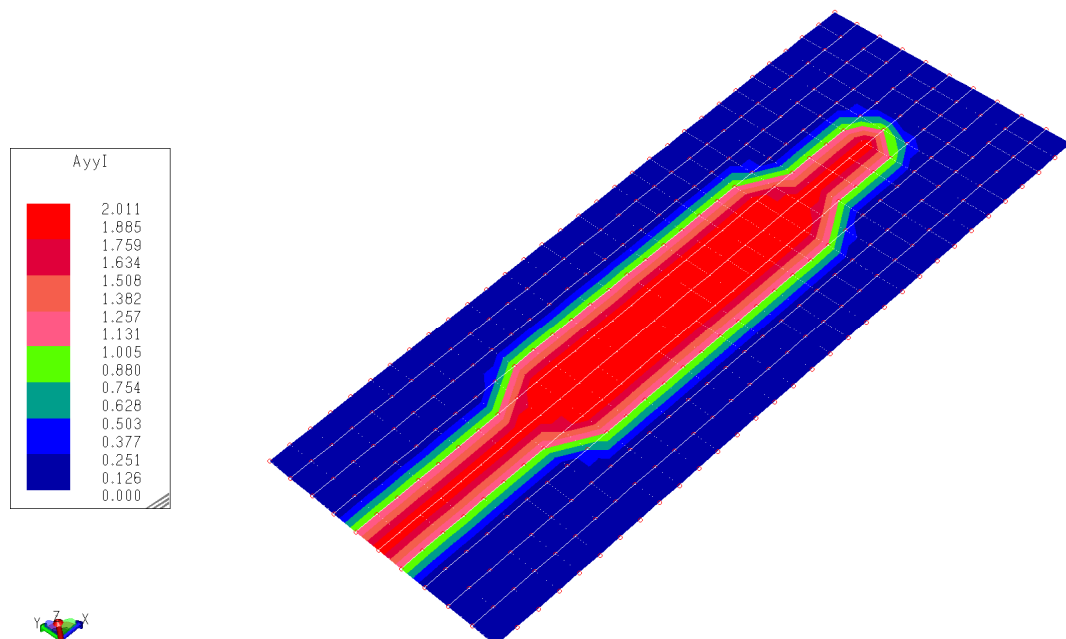


Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 12/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y

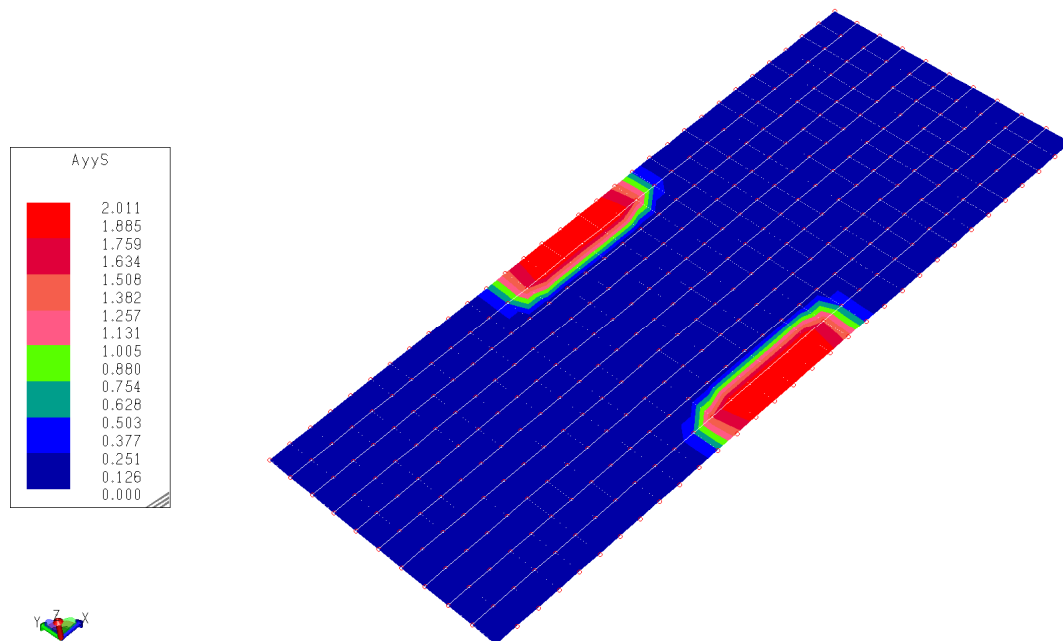
Armatura aggiuntiva pareti – base  $\phi 12/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  verticali



Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y - (non risulta necessaria in nessuna direzione, né inf. né sup.)



Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y



Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 16/25''$  dir.Y

#### 6.4.4 Definizione modello interazione struttura terreno

Il valore della costante di *Winkler* è stato considerato pari a quello utilizzato per l'edificio servizi.

$$k_w = 2 \text{ kg/cm}^3.$$

#### 6.4.5 Verifiche geotecniche

##### 6.4.5.1 Calcolo dei cedimenti – stato limite di servizio

Il calcolo è stato eseguito secondo i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.7), considerando la pressione scaricata al suolo dalla sovrastruttura e la schematizzazione di Figura 6.11.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che la determinazione dei cedimenti è di fatto uno stato limite di esercizio).

Tabella 6.7: canale di scarico – calcolo cedimenti – stratigrafia di calcolo

Profondità	Unità	Parametri geotecnici		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [kPa]	DESCRIZIONE
da 0 a 3.0 m	2	19.00	12000	RIPORTO ANTROPICO
oltre 3.0 m	3	19.00	40000	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Si evidenzia che il calcolo dei cedimenti è sempre eseguito in riferimento alla pressione netta (incremento di pressione rispetto alla condizione iniziale al piano di imposta della fondazione.) determinata in via genera nella maniera seguente:

- $q_{\text{netta}} = q_{\text{carichi}} - \gamma H_f$

dove:

- $\gamma$ : peso specifico del terreno (efficace nel caso specifico);
- $H_f$ : profondità di imposta della fondazione.

Nel caso specifico si è modellato il manufatto con una singola area di carico per la quale si ha :

✓  $q_{\text{netta}} = 46 \text{ kPa.}$

È stato considerato anche l'effetto del rilevato di riempimento a tergo dell'opera.

Sono stati calcolati i cedimenti nei punti indicati in Figura 6.12.

Nella seguente Tabella 6.8 sono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 6.8: canale di scarico – calcolo cedimenti: Risultati del calcolo

Tipo cedimento		
	direttrici [n.]	Cedimento [cm]
TOTALE	1	1.173
	2	0.401
	3	1.157
	4	1.098

Il cedimento massimo teorico risulta quindi essere:

$$\eta_{\max} = 1.20 \text{ cm.}$$

Ora, considerando che il cedimento indicato poc'anzi si riferisce ad una fondazione flessibile senza rigidezza mentre la fondazione ne ha una propria, si è esaminato come essa si pone nei confronti di quella del suolo al fine di poter considerare l'elemento strutturale come rigido.

Ulteriore verifica effettuata quindi è quella di considerare la rigidezza relativa della sezione di fondazione nei confronti del terreno mediante la seguente considerando la seguente espressione.

$$K_R = \frac{4}{3} \cdot \frac{E_F}{E_f} \cdot \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_f^2} \cdot \left(\frac{t}{B}\right)^3 ;$$

dove:

- $E_f$ ,  $\nu_f$ ,  $t$ ,  $B$ : modulo di elasticità, coefficiente di Poisson, spessore e base della fondazione;
- $E'$ ,  $\nu$ : modulo di elasticità e coefficiente di Poisson del terreno.

Considerando una fondazione avente come base  $B = 6.80$  m, uno spessore  $t = 0.50$  m un coefficiente di Poisson per il terreno pari a 0.3 e gli usuali valori di 0.15 e 25 MPa rispettivamente per il coefficiente di Poisson e il modulo elastico per la fondazione nonché un valore di  $E'$  per il terreno pari al valore indicato nella tabella riassuntiva si ottiene un valore della rigidezza relativa  $K_R$  pari a circa 42 che risulta essere maggiore del valore di 10 comunemente adottato per denotare il fatto di fondazione rigida nei confronti del terreno.

La fondazione è stata considerata quindi come rigida.

Considerando quindi la correzione derivante dal fatto che la fondazione è rigida si ha che:

$$\eta_{\text{corr}} = 1.02 \text{ cm.}$$

Considerando che per fondazioni isolate su argilla *Skempton – McDonald* (1956) raccomandano un massimo cedimento differenziale nell'ordine dei 40 mm e un cedimento massimo nell'ordine dei 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di  $65 \div 100$  mm nel caso di platee.

Si può notare come nel caso analizzato con le dimensioni considerate e i carichi agenti il cedimento teorico calcolato sia perfettamente accettabile.

L'obiettivo di definire i valori soglia dei cedimenti, al di sotto dei quali non si hanno danni strutturali, costituisce uno studio particolarmente ambizioso se si pretende di perseguirlo con rigore scientifico, in quanto l'operazione di mettere in relazione i movimenti della fondazione con i danni della struttura passa attraverso la disamina di molteplici e complessi fattori.

Premessa indispensabile ad ogni esame di questo genere risulterebbe pertanto la corretta individuazione dell'organismo strutturale dell'influenza dei tamponamenti interni ed esterni sulla risposta d'insieme, delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, unitamente alla conoscenza delle modalità e dei tempi di esecuzione.

Sembra pertanto quasi obbligato il ricorso a un processo empirico, basato sull'osservazione del comportamento di strutture già realizzate.

In tale ottica si osserva preliminarmente come, nella descrizione della distribuzione dei cedimenti nello spazio, la terminologia impiegata sia alquanto ampia per cui dovendosi operare una scelta si aderisce a quella introdotta da *Burland e Wroth* (1975).

Con riferimento alla Figura 6.5 la rotazione relativa  $\beta$  indica la rotazione subita dalla retta congiungente due punti di riferimento, una volta scorporata la rotazione rigida  $\omega$  della struttura.

La distorsione angolare è definita dalla seguente espressione:

$$\alpha \equiv \frac{s_B - s_A}{L_{AB}} + \frac{s_B - s_C}{L_{BC}}$$

L'inflessione relativa  $\Delta$  indica il massimo cedimento riferito alla congiungente due punti di riferimento a distanza  $L$  e il rapporto  $\Delta/L$  è indicato come rapporto di inflessione o curvatura.

Le suddette definizioni si applicano con riferimento a due punti qualsiasi della struttura di fondazione che non necessariamente coincidono con le sue estremità.

Nel tentativo di stabilire dei criteri di accettabilità dei cedimenti differenziali giova ricordare quanto soggettivo sia il concetto di funzionalità di una struttura, essendo tale concetto legato contestualmente alla funzione dell'opera e alle reazioni dell'utilizzatore.

Inoltre occorre tenere presente che le strutture per quanto all'apparenza simili hanno in realtà una loro storia diversa, condizionata da fattori quali la successione dei carichi, le deformazioni viscosi, le fessurazioni e altri ancora che possono minare alle fondamenta ogni tentativo di eccessiva generalizzazione.



I criteri che seguono vanno pertanto accettati come elementi di indirizzo che non costituiscono all'occorrenza analisi di aspetti specifici, potendo questi ultimi condizionare in modo sostanziale il comportamento della struttura in esame.

Facendo riferimento al lavoro di *Skempton e MacDonald* (1956) basato sull'osservazione di 98 edifici, i valori limite della rotazione relativa  $\beta$  dovrebbero essere dell'ordine di 1/500 (1/500 è il valore raccomandato dagli Autori anche se il valore osservato è pari a 1/300) per evitare la fessurazione delle strutture di tamponamento e dell'ordine di 1/150 per evitare danno alle strutture portanti in calcestruzzo armato.

*Polsi e Tokar* (1957) riportando dati che si riferiscono a esperienze nell'Europa orientale attribuiscono alle suddette soglie i valori di 1/500 e 1/200 e conclusioni simili sono state raggiunte da *Meyerhof* (1956).

Nel caso di muri portanti non armati il parametro più significativo è rappresentato dal rapporto di inflessione e sulla scorta dei dati raccolti da Burland e Wroth (1975) i valori limiti risultano pari a:

$$\frac{\Delta}{L} = 2 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 1.$$
$$\frac{\Delta}{L} = 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 5.$$

Avendo indicato con H l'altezza della parete.

Definiti i valori di soglia, si pone il problema della previsione dei cedimenti differenziali. Benchè sia relativamente attendibile la previsione del cedimento totale di una struttura, altrettanto non può dirsi dei cedimenti differenziali, giacchè questi ultimi dipendono a parità di altri fattori quali l'effettiva rigidezza della struttura dalla intrinseca variabilità spaziale delle caratteristiche del terreno. Alla luce di tali considerazioni, la strada più efficace per pervenire a previsioni attendibili è quella di correlare i cedimenti differenziali al cedimento massimo osservato.

In particolare si riportano le seguenti correlazioni empiriche (*Grant et al.* 1974):

fondazione su sabbie

$$s_{\max} = 15000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 18000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

#### fondazione su argille

$$s_{\max} = 30000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 35000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

In aggiunta a tali indicazioni si ricorda che *Terzaghi e Peck* (1948) osservano che nel caso di fondazioni su sabbie il cedimento differenziale può stimarsi pari al 75% del cedimento massimo e raccomandano per quest'ultimo un valore limite pari a 25 mm.

*Skempton e MacDonald* (1956) giungono alla conclusione che, nel caso di strutture ordinarie il cedimento differenziale limite per fondazioni su sabbie è di 25 mm e il massimo cedimento tollerabile è dell'ordine di 40 mm per fondazioni isolate e di 40 - 65 mm per platee.

Nel caso di fondazioni su argille il valore del cedimento differenziale sale a 40 mm e i valori del cedimento massimo diventano pari a 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di 65 – 100 mm nel caso di platee.

I dati raccolti da *Bjerrum* (1963) testimoniano infine che non sono stati osservati danni su edifici fondati su platee che interagendo con terreni argillosi hanno subito cedimenti totali inferiori a 250 mm e cedimenti differenziali inferiori a 125 mm. Sono stati invece registrati danni nel caso di fondazioni isolate su argille per cedimenti differenziali in eccesso a 50 mm e cedimenti totali superiori a 150 mm.

Nel caso specifico del canale di scarico considerando il valore massimo del cedimento teorico atteso e valutando le considerazioni di cui sopra (tipologia di fondazione e di terreno naturale presente) possiamo ritenere di essere completamente all'interno di un range di accettabilità per le strutture.

Considerando di fatto il cedimento differenziale tra due punti di cui uno al centro e uno in prossimità del bordo della platea (quelli per i quali è massimo e minimo il cedimento) si ha un valore massimo della rotazione relativa ( $\beta$ ) pari a:

$$\beta_{\max} < 0.002 \text{ (1/500)}.$$

#### 6.4.5.2 Verifica a capacità portante

I dati della fondazione (si veda Figura 6.11 per schema di calcolo) esaminata sono i seguenti:

- B = 680 cm;
- L = 1540 cm;
- D (appr. da piano campagna) = 550 cm;
- $q_{Ed}$  = 105 kPa (vedasi Figura 6.13).

Per determinare il valore della pressione limite di design si è utilizzato la formula:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

I dati significativi utilizzati nel calcolo eseguito sono i seguenti:

- $N_{\gamma}$  = 12.54;
- $N_q$  = 11.85;
- $N_c$  = 22.25;
- $\gamma'$  = 19 kN/m<sup>3</sup>

Nella tabella seguente si è riportato il risultato del calcolo eseguito.

Tabella 6.9: valori di capacità portante – Approccio 2

Unità	approfondimento [m]	base fondazione [m]	$q_{lim}$ [kPa]	$q_{lim,d}$ [kPa]
Canale di scarico	5.50	6.8	870	378

Nell'ottica degli stati limite si deve avere il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$R_d > E_d \quad (1)$$

Nel caso specifico si dovranno confrontare le pressioni in particolare risulta per l'unità in esame:

$$378 > 115 \text{ kPa.}$$

#### 6.4.5.3 Verifica scorrimento e ribaltamento

La verifica a scorrimento per il manufatto in esame non è significativa da un punto di vista tecnico in quanto essa è contrastata dal terreno in cui è affossata e nell'altra direzione dalle vasche di restituzione e scarico.

Il ribaltamento è impedito per i motivi di cui sopra.

Per il motivo di cui sopra le verifiche sono state omesse.

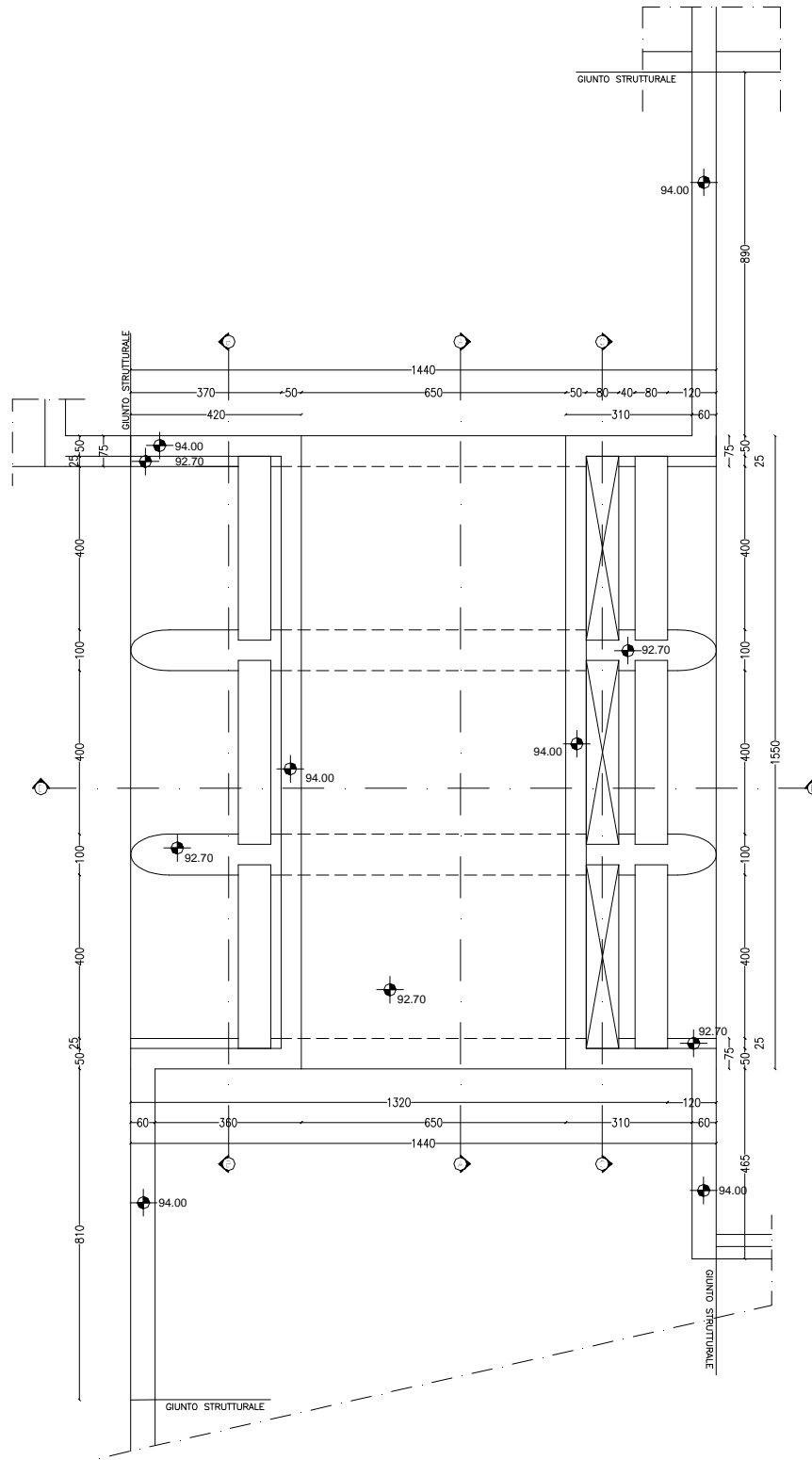
### 6.5 MANUFATTO CHIAVICA

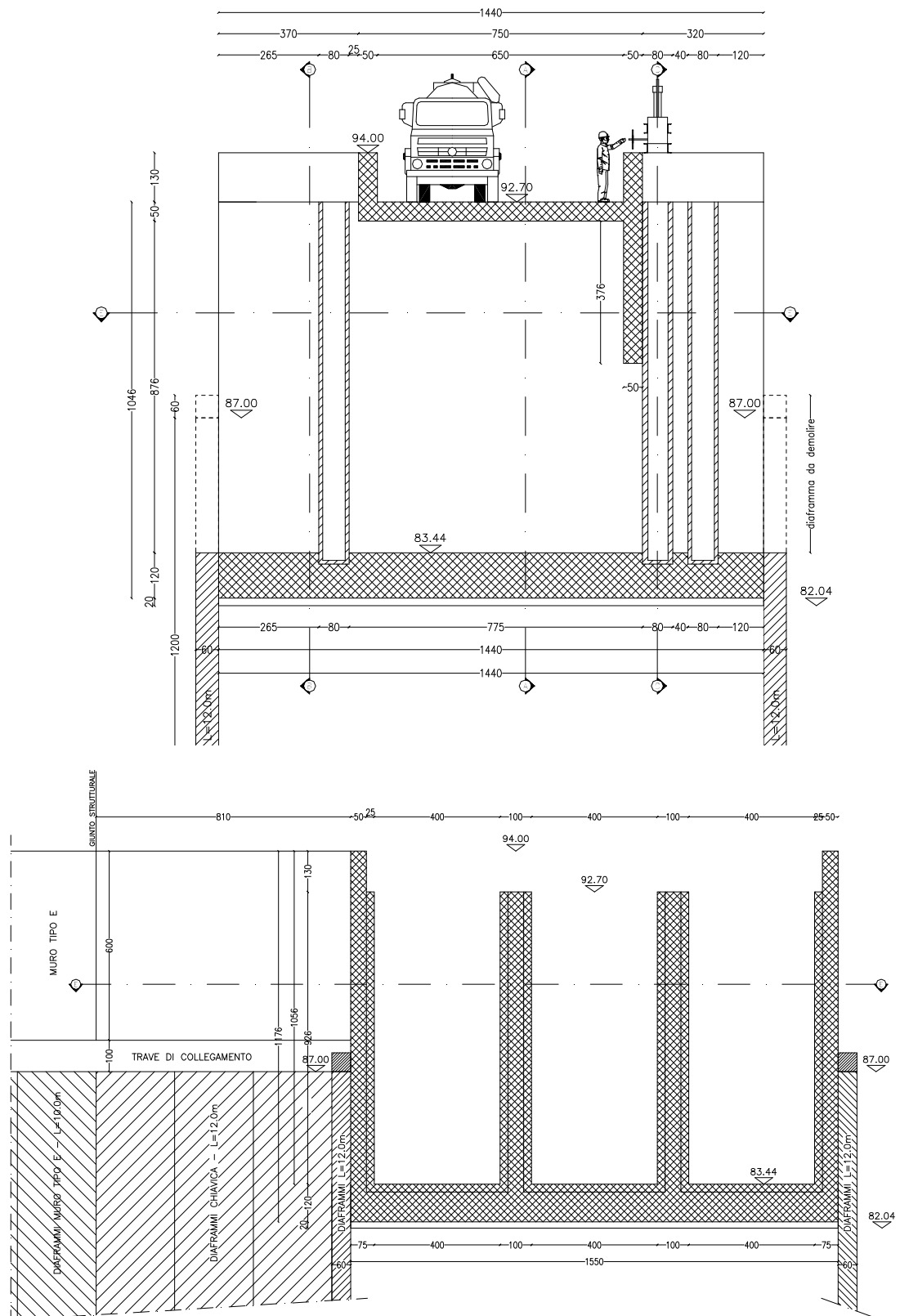
#### 6.5.1 Descrizione dell'opera

La chiavica (tavola LOR 3005-3006-307) è costituita da un manufatto in c.a. realizzato in opera delle dimensioni planimetriche di circa 14.40 x 15.50 m. Il piano di calpestio della soletta carrabile in sommità chiavica si trova a quota 92.70 m s.l.m., mentre il piano di fondazione a 82.00 m.s.l.m. (in corrispondenza dell'orizzontamento ghiaioso di sottofondo). L'altezza totale del manufatto è pari a circa 10.50 m; le pareti laterali hanno lo spessore di 50cm mentre quelle centrali (con scassi per panconature e paratoia) sono da 100-50cm. Il solettone di base è alto 120cm mentre la soletta superiore è di 50cm.

Per la realizzazione della chiavica è necessaria la realizzazione di una diaframmatura perimetrale per consentire di lavorare fino ad una quota d'acqua a +87.00; la parte frontale della diaframmatura verrà in seguito demolita per consentire il flusso dell'acqua mentre lateralmente verrà lasciata come ulteriore supporto alla struttura (ma non considerata nella modellazione). Collegati e solidali alla chiavica ci sono anche i muri d'ala (analoghi ai muri di sponda) per fungono da collegamento con gli altri elementi del complesso.

Di seguito si riportano la pianta e le sezioni di dettaglio comprensive delle condizioni al contorno analizzate.





### 6.5.1.1 Modello di calcolo

#### INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

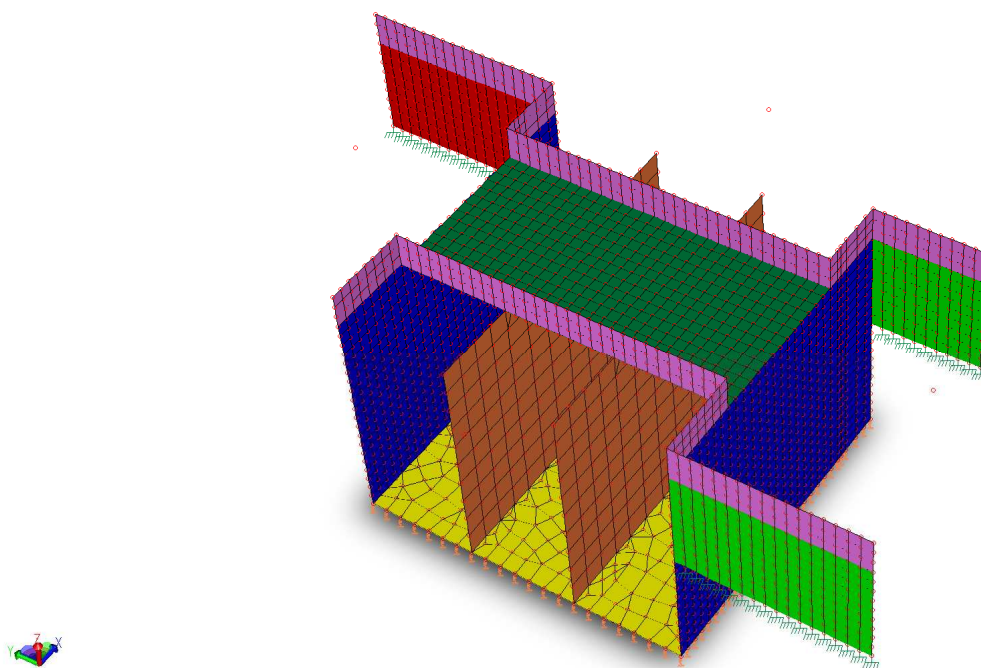
Nome dell'archivio di lavoro	Chiavica
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

#### NORMATIVA

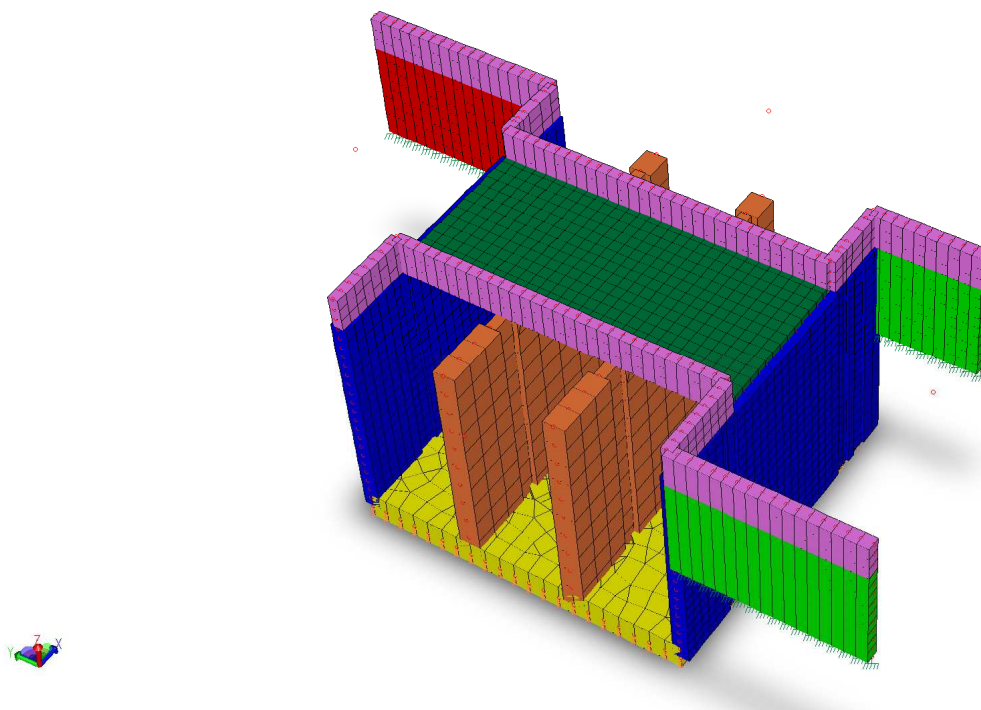
Vita nominale costruzione	100 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	150 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	1424 anni
Localita'	Strada Carlo Forlanini, Alessandria
ag/g	0.081
F0	2.57
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

#### DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.3183 [C1 = 0.05 H = 1180]
$\lambda$	1
Fattore q di struttura	qor=1
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Sd (T1)	0.312 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.312

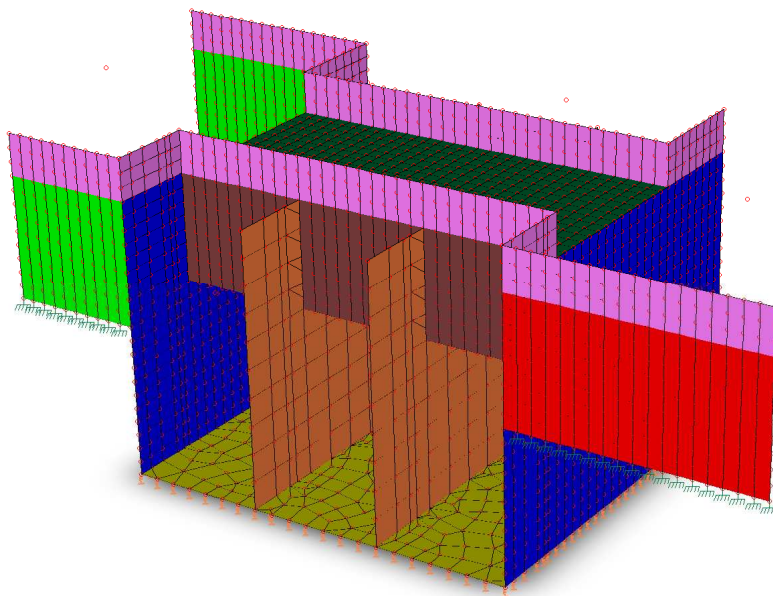


Modello piano – vista 1

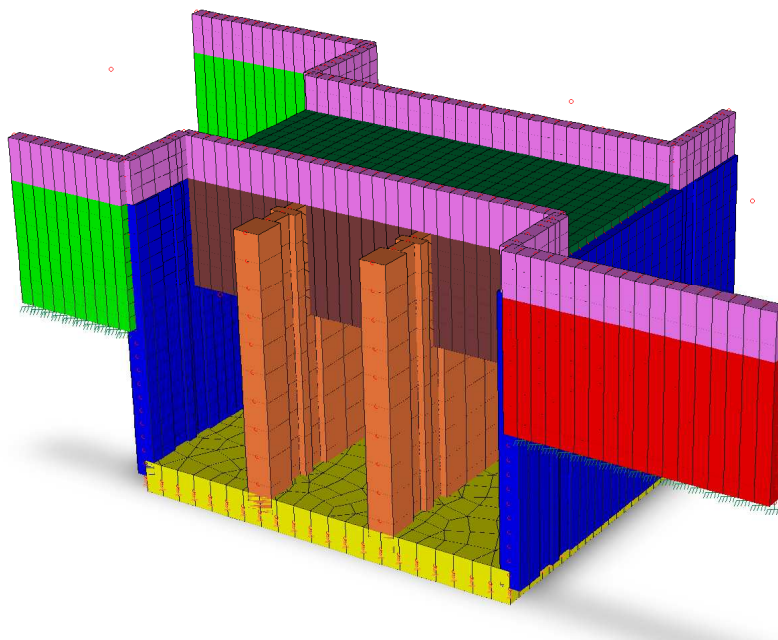


Modello solido – vista 1





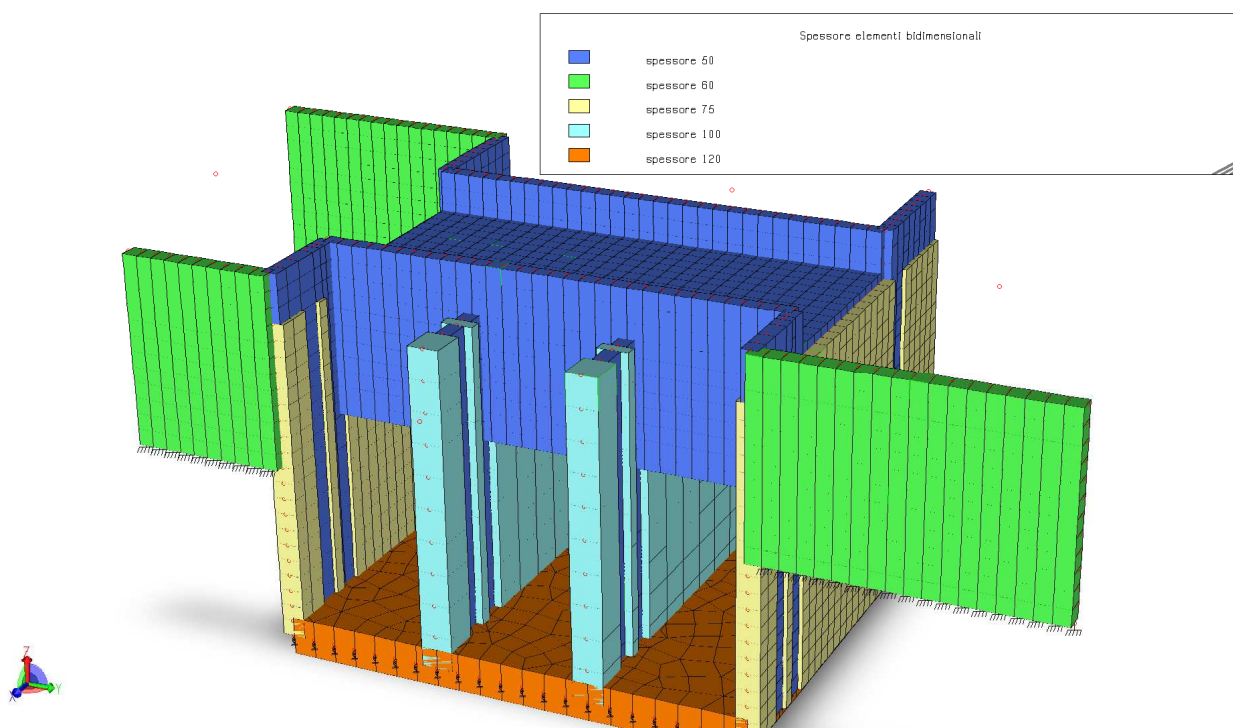
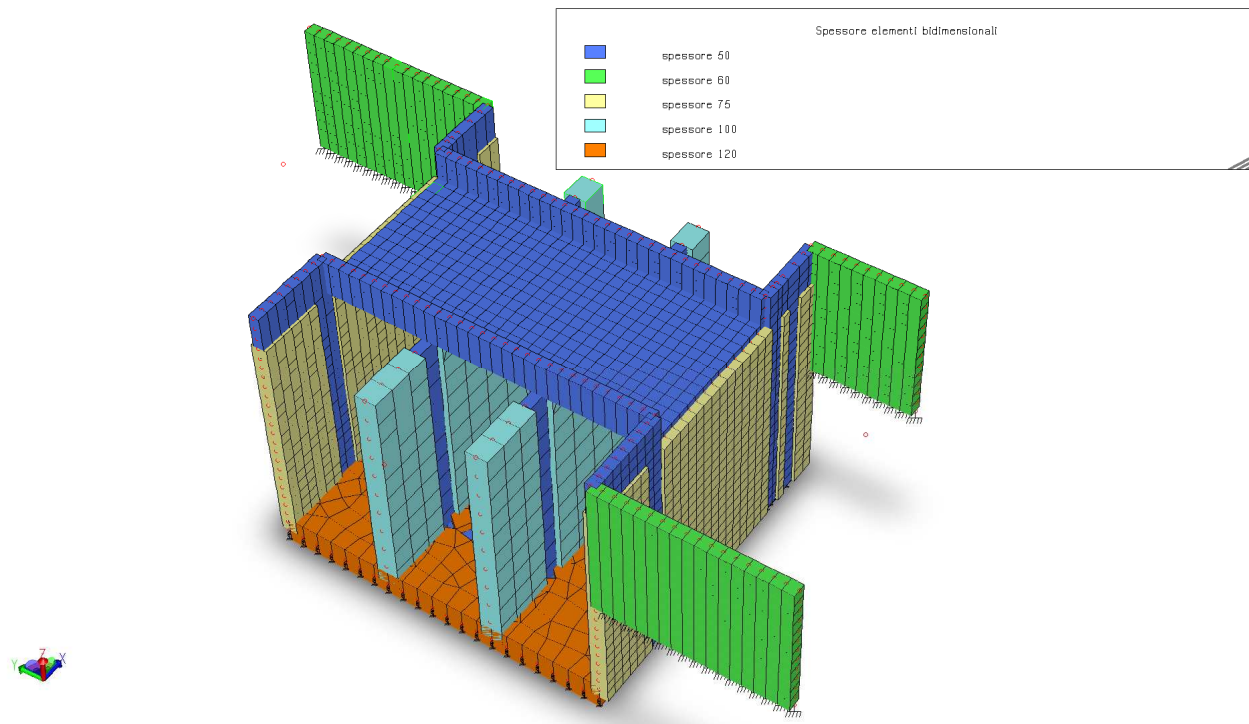
Modello piano – vista 2



Modello solido – vista 2

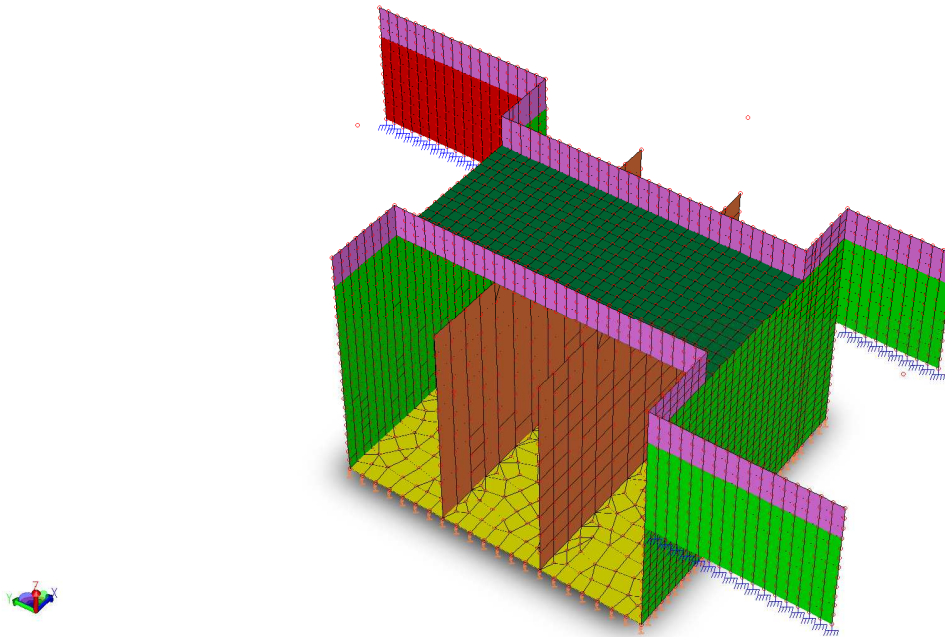
### 6.5.1.2 Caratteristiche geometriche

#### Sezioni utilizzate nel modello strutturale



Spessori elementi piastra

## Vincoli esterni



Incastri sotto i muri d'ala

## Lista Materiali Utilizzati

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C28/35 (Rck 350)	+3.20e+005	0.120	0.00250	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

## Gruppi della struttura

### ELEMENTO FINITO: PIASTRA

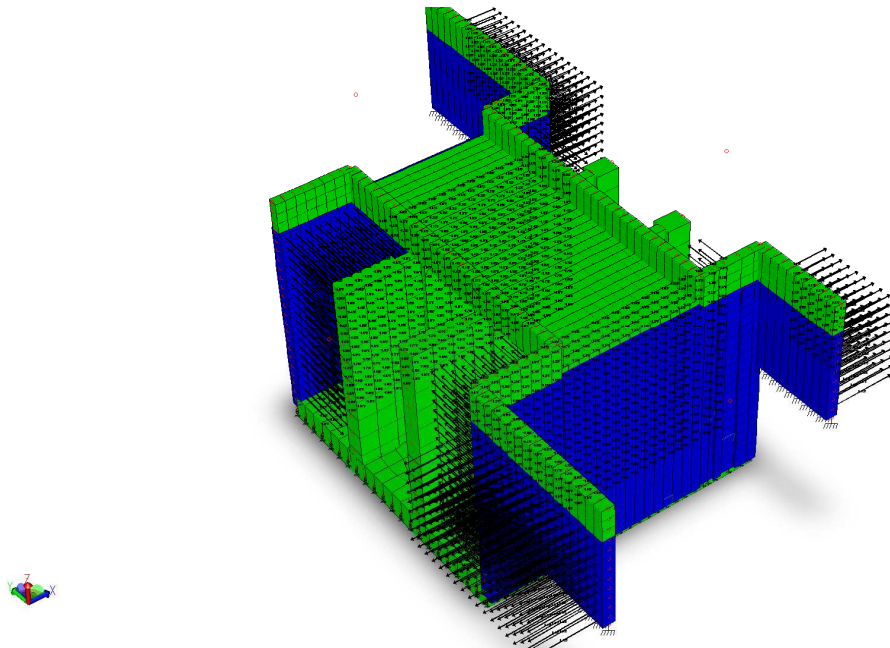
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Muri esterni	
2	Muri interni	
3	Soletta passarella	
4	Parapetto	
5	Parete interna	
6	Muro collegameto V.Restit.	
7	Platea	
8	Muro collegamento muri chiusura	

### ELEMENTO FINITO: VINCOLO

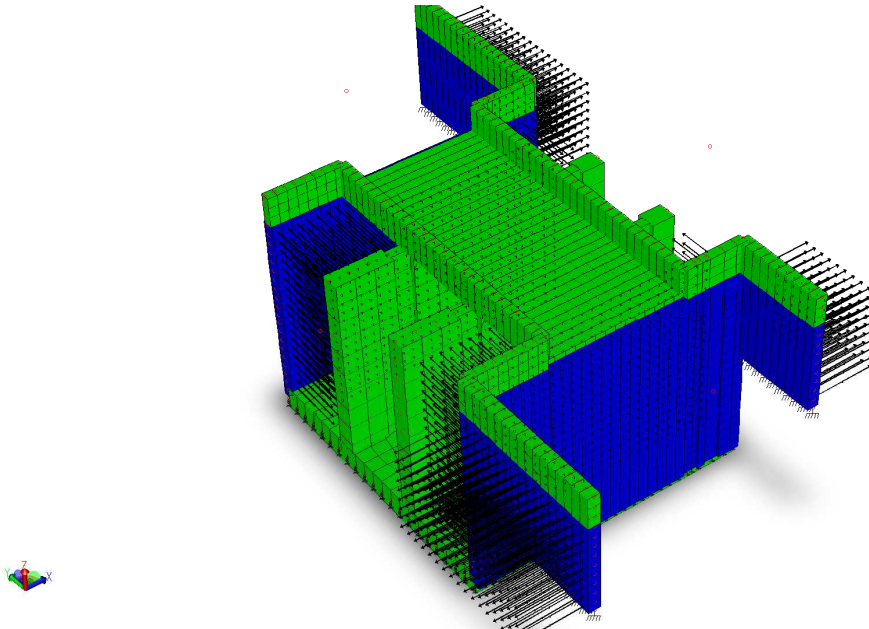
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Vincoli di platea cost. sottofondo = 2	

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
2	Vincoli muri	

*Elementi e carichi: Piastra*

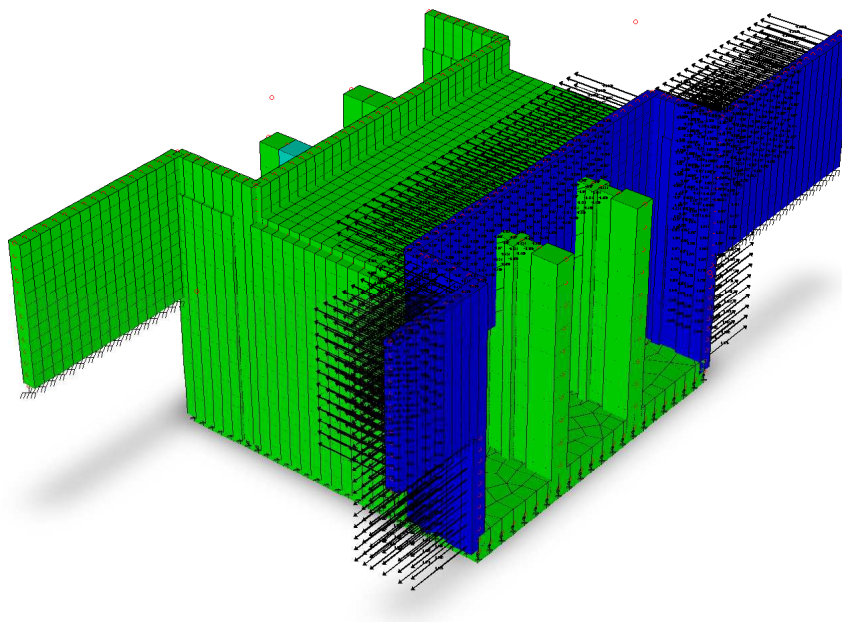


Spinta terreno a monte

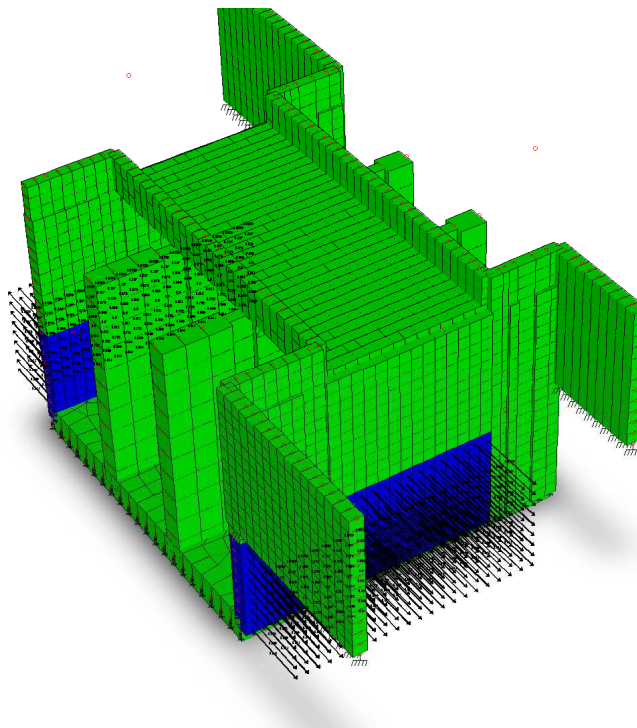


Sovraccarico mezzi

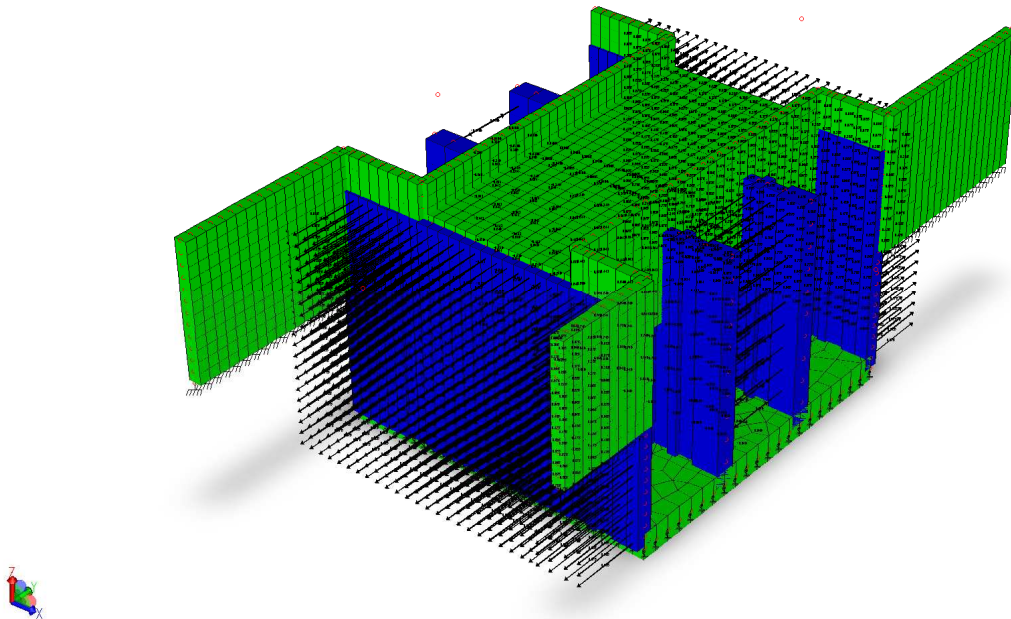




Spinta acqua +94.00 a valle



Spinta acqua +87.00 a monte



Spinta acqua +92.70 manutenzione

## 6.5.2 Condizioni di carico

### 6.5.2.1 Analisi dei carichi - azioni

In accordo con le Nuove Norme Tecniche del 2008 sono stati valutati i carichi agenti sulle strutture:

#### Peso proprio

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

dove:

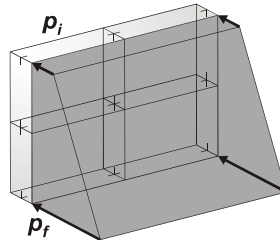
*Vol*: volume dei setti in conglomerato armato (m<sup>3</sup>);

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$  peso specifico del conglomerato armato.

Viene calcolato automaticamente dal software, una volta inserita la geometria della struttura e le proprietà dei materiali.

### Spinta Idrostatica (quota +94.00)

La spinta idrostatica dovuta alla presenza di acqua a quota +94.00 a valle; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto.



Poiché si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che l'acqua si trovi a quota +94.00, il valore  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_f = \gamma_w \cdot H = 105.5 \text{ kN/m}^2$ ,  
dove:

$H = 10.55 \text{ m}$  altezza idrica rispetto all'asse della soletta di fondo della chiavica  
 $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  peso specifico dell'acqua.

### Spinta Idrostatica (quota +87.00)

La spinta idrostatica dovuta alla presenza di acqua a quota +87.00 a monte; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto.

Poiché si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che l'acqua si trovi a quota +87.00, il valore  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_f = \gamma_w \cdot H = 35.5 \text{ kN/m}^2$ ,  
dove:

$H = 3.55 \text{ m}$  altezza idrica della rispetto all'asse della soletta di fondo della chiavica  
 $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  peso specifico dell'acqua.

### Spinta Idrostatica (manutenzione +92.70)

La spinta idrostatica dovuta alla presenza di acqua a quota +92.70; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono i vani pompe.

Poiché si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che l'acqua si trovi a quota piano campagna +92.70, il valore  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_f = \gamma_w \cdot H = 92.5.0 \text{ kN/m}^2$ ,

dove:

$H = 9.25 \text{ m}$  altezza idrica della falda alla soletta di fondo della vasca di sollevamento;

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  peso specifico dell'acqua.

### Spinta attiva del terreno

La spinta attiva dovuta alla presenza di terreno a tergo dell'opera viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti in elevazione che costituiscono le spalle del manufatto. La pressione in sommità, a quota +92.70 assume un valore pari a  $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$ , in corrispondenza della fondazione  $p_f = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_m = 70.92 \text{ kN/m}^2$ .

dove:

$H_m = 9.85 \text{ m}$  altezza del terreno di monte rispetto all'asse della soletta di fondo

$K_a = 0.40$  coefficiente di spinta attiva cautelativo, calcolato mediante la relazione di Coulomb con estensione di Muller Breslau;

In presenza dell'azione sismica la formula della pressione al piede del manufatto si modifica nel seguente modo:  $p_f = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_m \cdot (1 \pm k_v)$ ;

dove:

$K_a = 0.50$  coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe (a favore di sicurezza nel modello si amplificheranno le spinte del terreno per 1,4 invece del valore di calcolo pari a 1,25);

$k_v$  è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

### Sovraccarico piazzale superiore

Sul piazzale carrabile si considera un carico uniformemente distribuito  $q$  di  $20 \text{ kN/m}^2$ ; la pressione costante lungo il muro da quota +92.70 assume un valore pari a  $p_f = K_a \cdot q = 8.0 \text{ kN/m}^2$ .

### Carico automezzi

Per la soletta di sommità si considera inoltre un carico per il transito di mezzi per la manutenzione con i valori del carico stradale di 1° categoria indicato nella tab. 5.1.II delle NTC08 pari a 4 carichi da 150kN formanti un rettangolo 1.20x2.00m.



**Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale**

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Spinta terreno	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.709000	1.0000	1.0000
Carico mezzi	2	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	0.080000	1.0000	1.0000
Spinta acqua +94	4	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	1.055000	1.0000	1.0000
Spinta acqua +87	5	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	0.355000	1.0000	1.0000
Spinta acqua +92.7 manutenzione	6	Condizione 5	Permanente: Permanente portato	0.925000	1.0000	1.0000

**CONDIZIONI DI CARICO AI NODI**

Num.cond.carico	Descrizione							
1	carico la cat	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		4709			-1.50e+004			
		4713			-1.50e+004			
		4794			-1.50e+004			
		4798			-1.50e+004			

Azione sismica

In virtù della regolarità in pianta e altezza della struttura verrà svolta un'**analisi sismica di tipo statico equivalente** (NTC 2008 par. 7.3.3.2). La forza sismica orizzontale assume le seguente espressione:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

dove:

- $W$ : peso complessivo della costruzione (massa sismica);
- $\lambda$ : coefficiente che, nel caso specifico, assume valore unitario;
- $S_d(T_1)$ : ordinata dello spettro di risposta di progetto ottenuto moltiplicando lo spettro di risposta elastico corrispondente per  $1/q$ ;
- $q$ : fattore di struttura da utilizzare in ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Nel caso specifico è pari a 1.0.
- $T_1$ : periodo del modo di vibrare principale;
- $g$ : accelerazione di gravità.

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - $V_N$	<input type="text" value="100"/>	info
Coefficiente d'uso della costruzione - $c_U$	<input type="text" value="1.5"/>	info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - $V_R$	<input type="text" value="150"/>	info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - $T_R$		info
Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

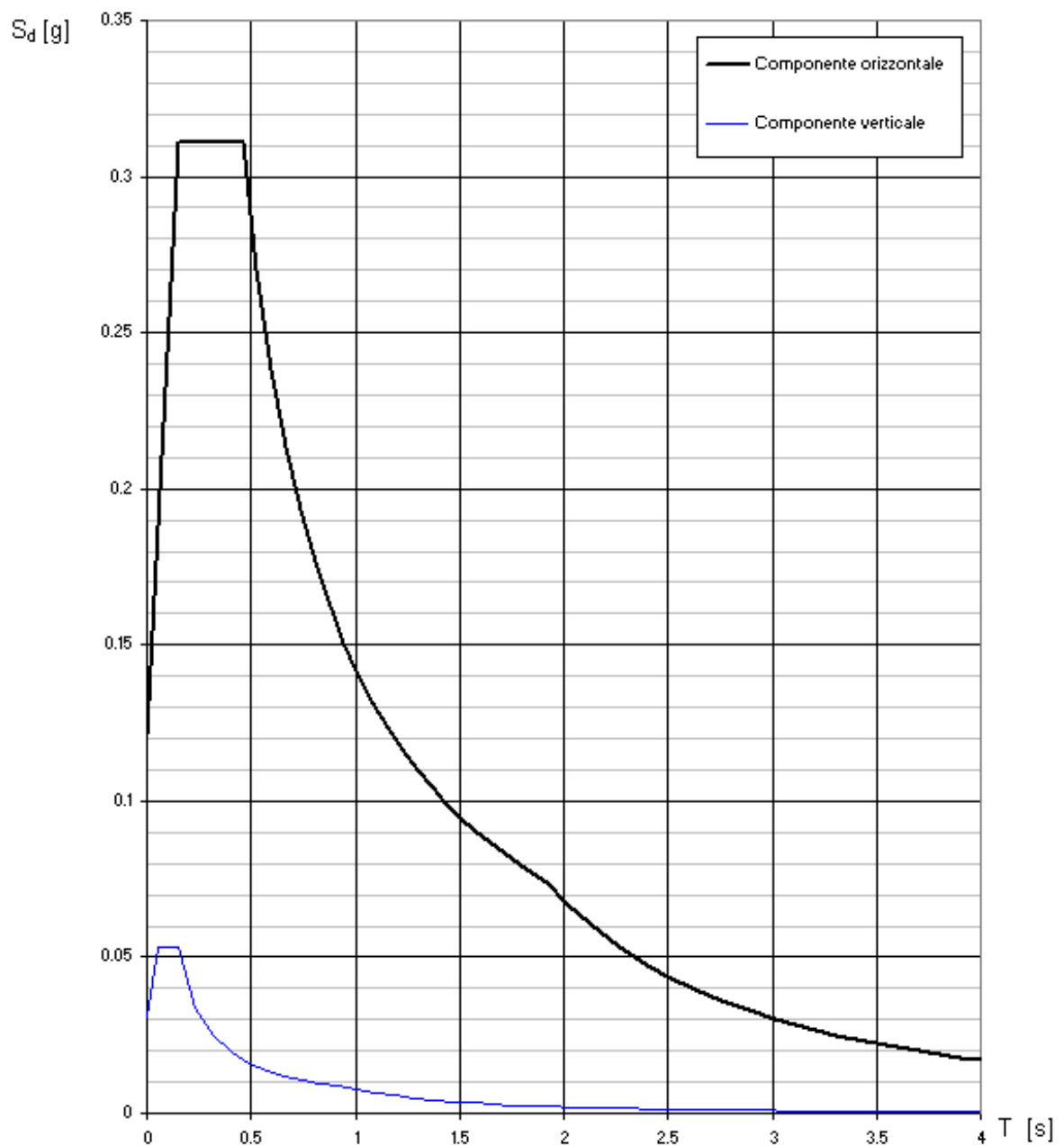
INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

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



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.081 g
$F_o$	2.568
$T_c$	0.290 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.579
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.153 s
$T_C$	0.458 s
$T_D$	1.923 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendovi con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.121
0.153	0.311
0.458	0.311
0.528	0.270
0.598	0.238
0.668	0.214
0.737	0.193
0.807	0.177
0.877	0.163
0.947	0.151
1.016	0.140
1.086	0.131
1.156	0.123
1.226	0.116
1.295	0.110
1.365	0.104
1.435	0.099
1.504	0.095
1.574	0.091
1.644	0.087
1.714	0.083
1.783	0.080
1.853	0.077
1.923	0.074
2.022	0.067
2.121	0.061
2.220	0.056
2.319	0.051
2.417	0.047
2.516	0.043
2.615	0.040
2.714	0.037
2.813	0.035
2.912	0.032
3.011	0.030
3.110	0.028
3.209	0.027
3.308	0.025
3.407	0.024
3.505	0.022
3.604	0.021
3.703	0.020
3.802	0.019
3.901	0.018
4.000	0.017

### 6.5.2.2 Combinazioni di carico

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive delle combinazioni di carico considerate nelle analisi per le *Verifiche allo Stato Limite Ultimo ed allo Stato Limite di Esercizio*. Ciascuna combinazione viene definita mediante numerazione, descrizione, parametri, tipo di azioni e categoria, condizioni e moltiplicatori che la caratterizzano.

#### NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
4	Statica piena +94.00	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.300
5	Statica secca	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
6	Statica manutenzione	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 5	1.300
7	Sismica +Y	Azione sismica: SISMA +Y Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.400
8	Sismica +X	Azione sismica: SISMA +X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.400

##### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
2	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
3	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

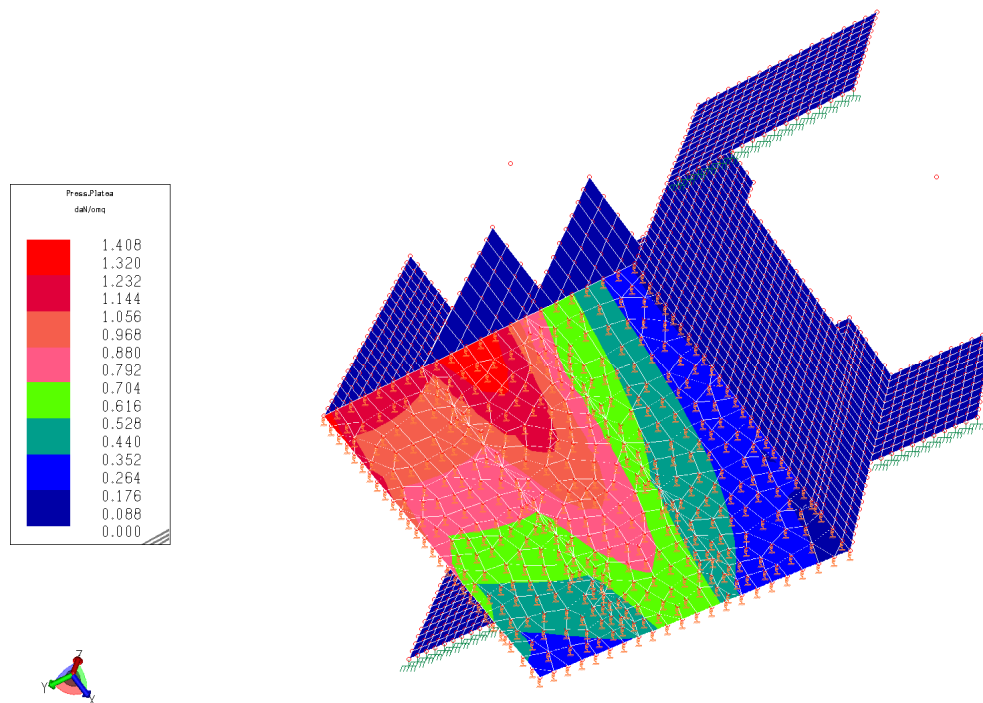
##### CARICHI NODALI

Num. comb. car.	Descrizione							
1	Rara							
2	Frequente							
3	Quasi permanente							
4	Statica piena +94.00							
5	Statica secca	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		4798			-2.03e+004			

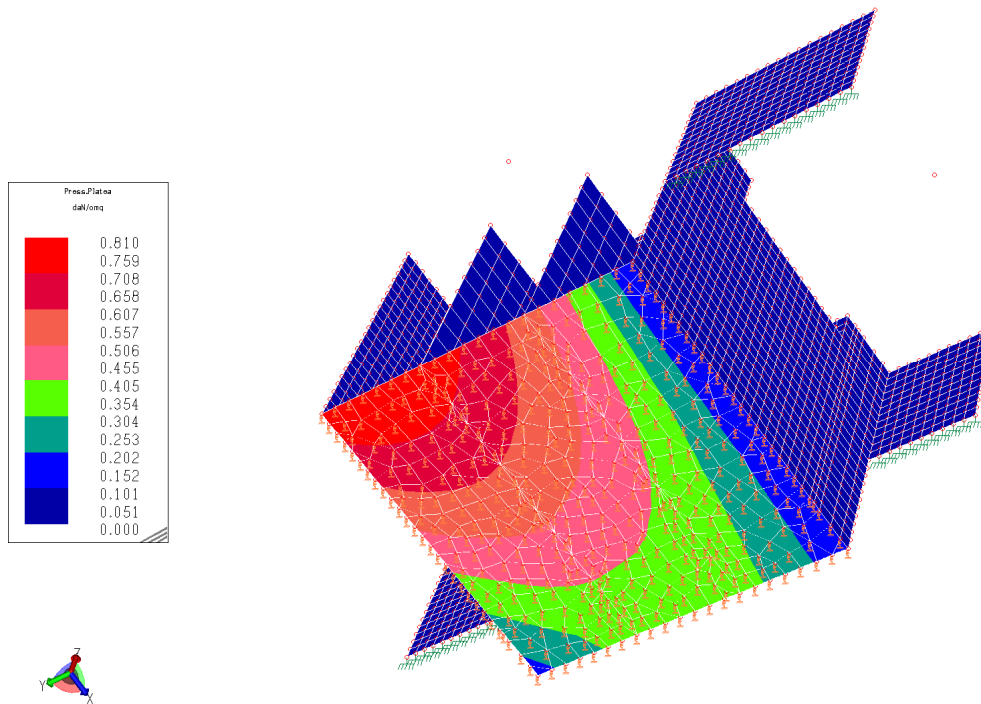
Num. comb. car.	Descrizione
	4794 -2.03e+004
	4713 -2.03e+004
	4709 -2.03e+004
6	Statica manutenzione
7	Sismica +Y
8	Sismica +X

### 6.5.3 Principali risultati

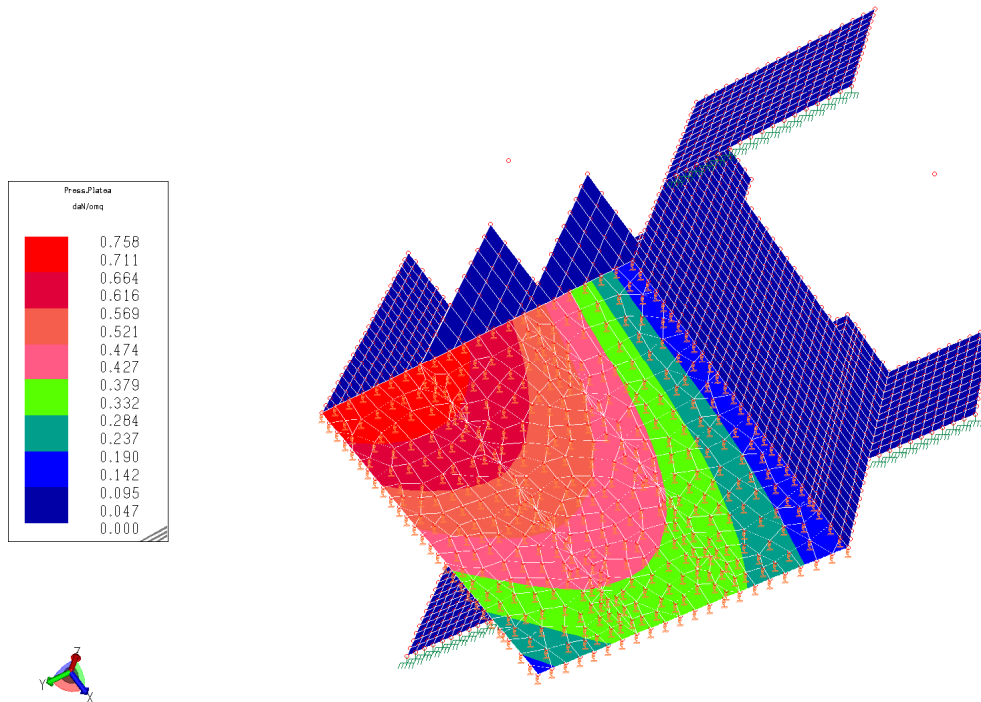
#### 6.5.3.1 Deformate e sollecitazioni principali



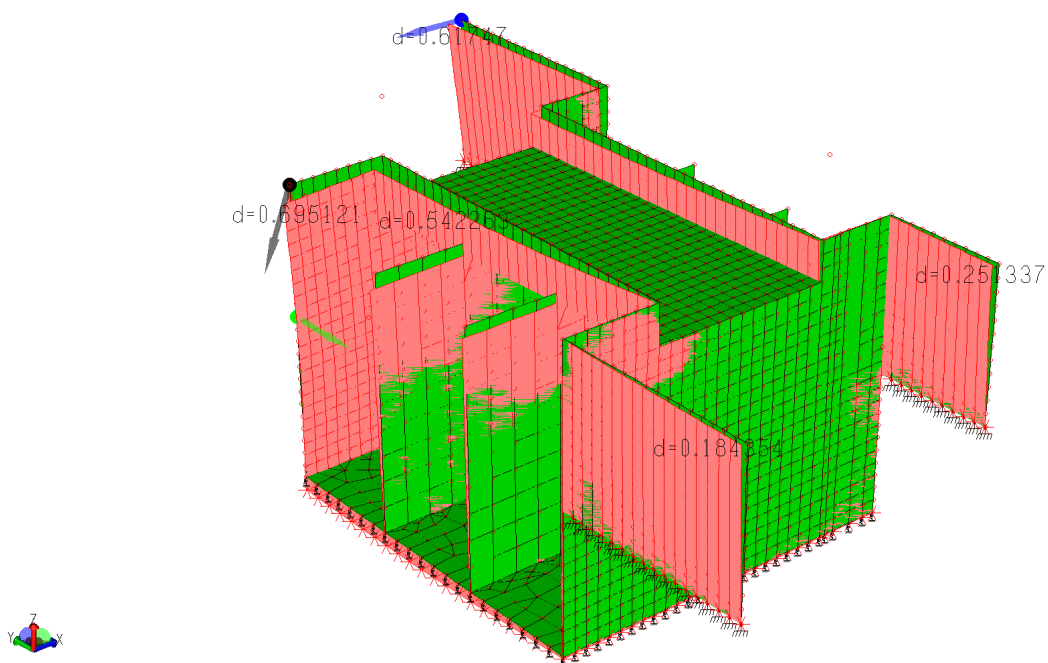
Pressioni sul terreno – involucro SLU



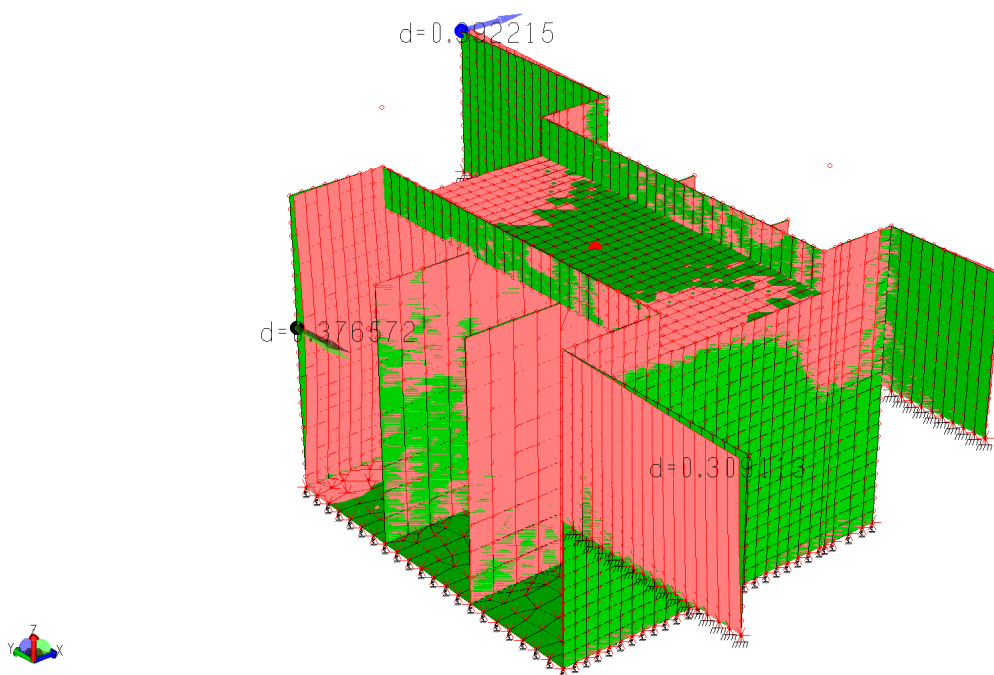
Pressioni sul terreno – SLV



Pressioni sul terreno – comb. quasi permanente

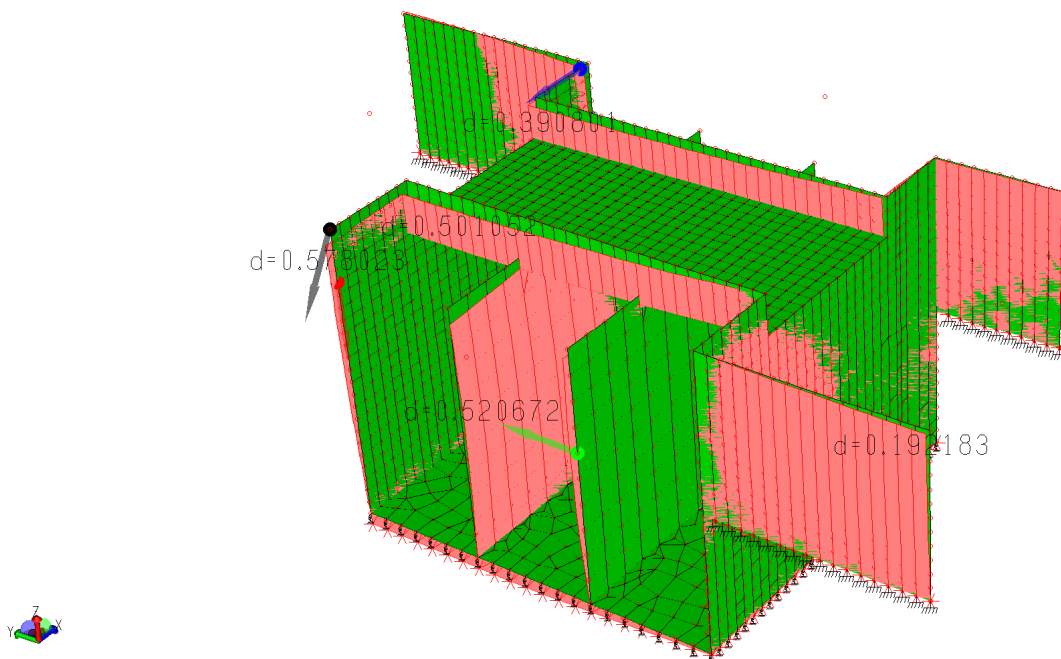


Deformata SLU – comb.4

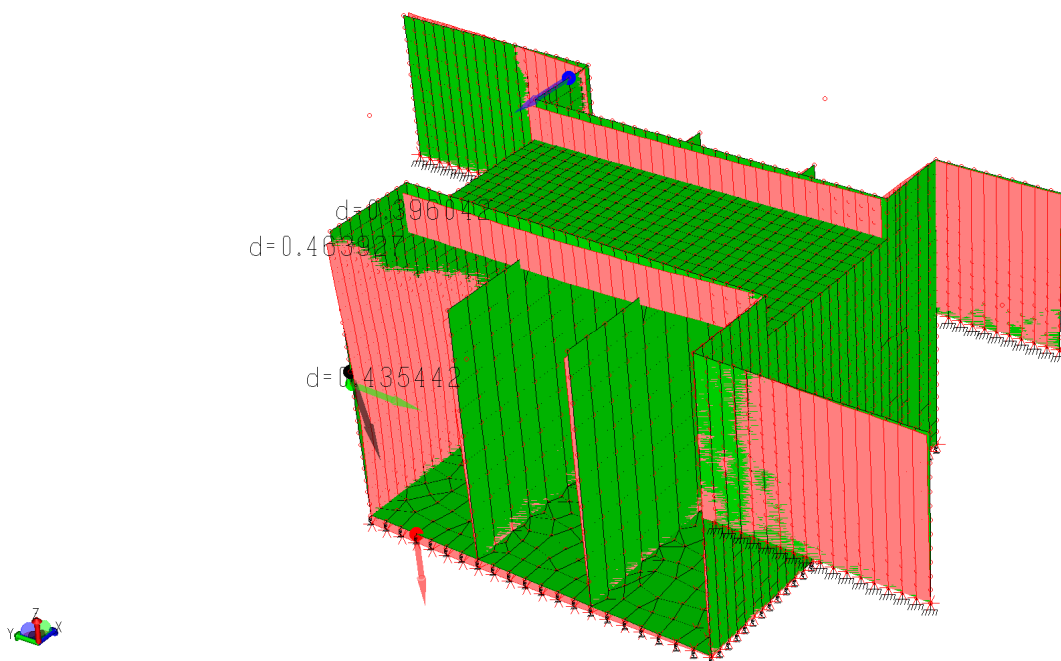


Deformata SLU – comb.5

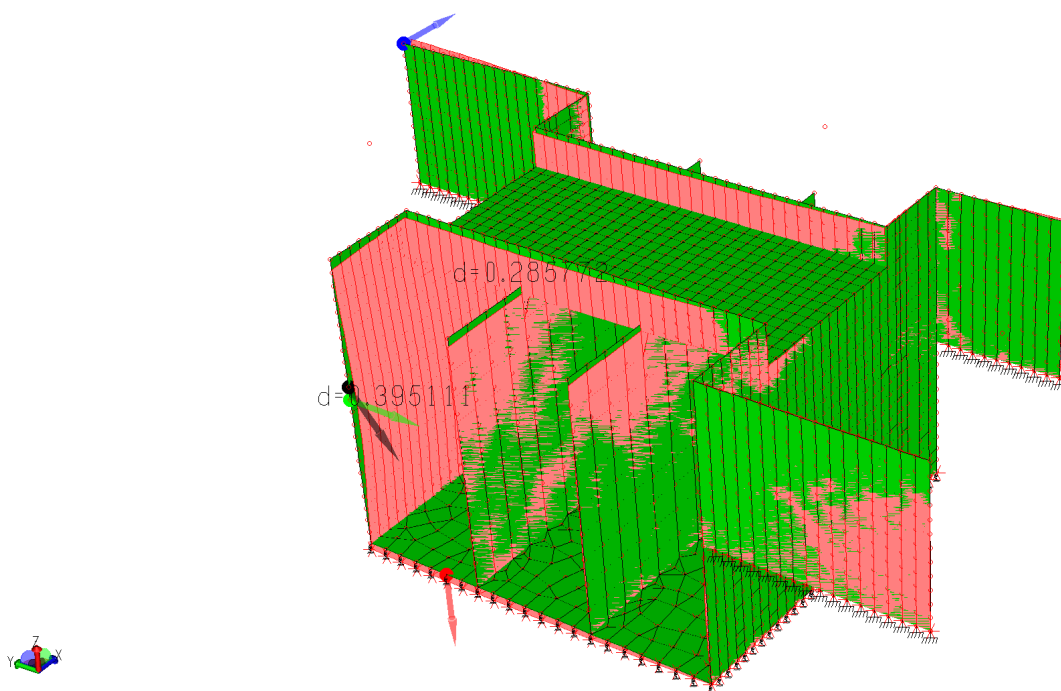




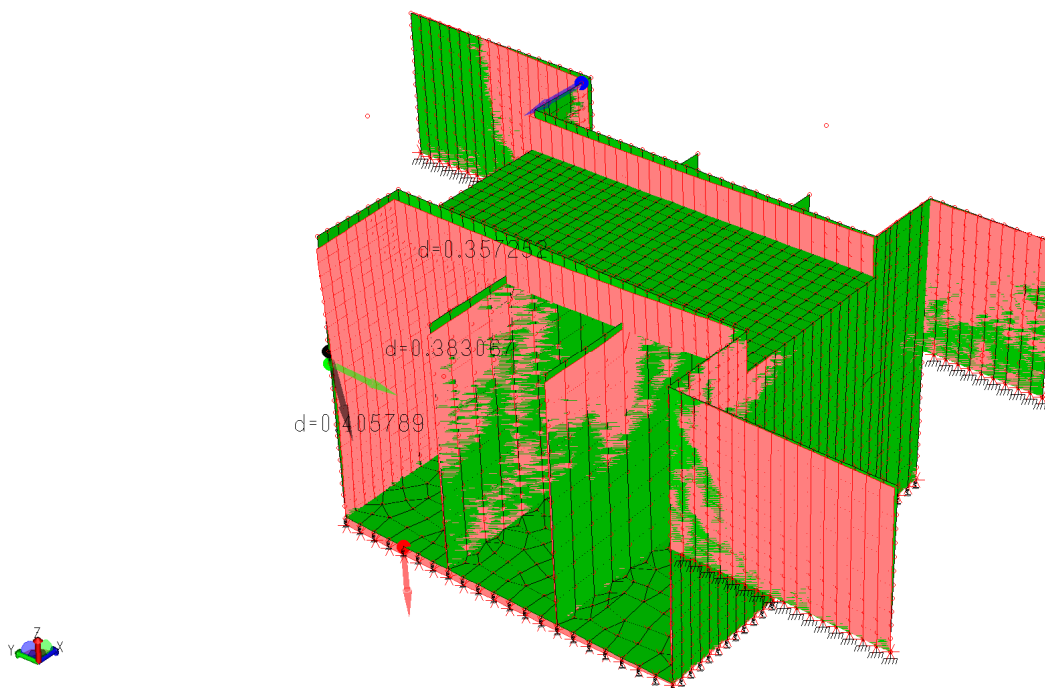
Deformata SLU – comb.6



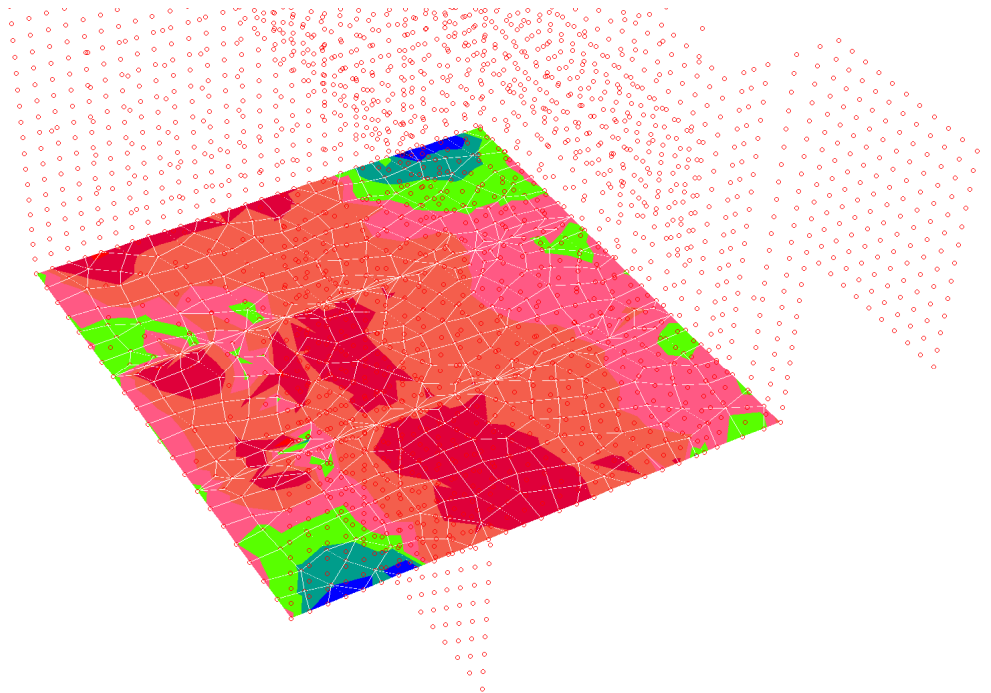
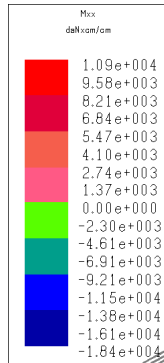
Deformata SLV – comb.7



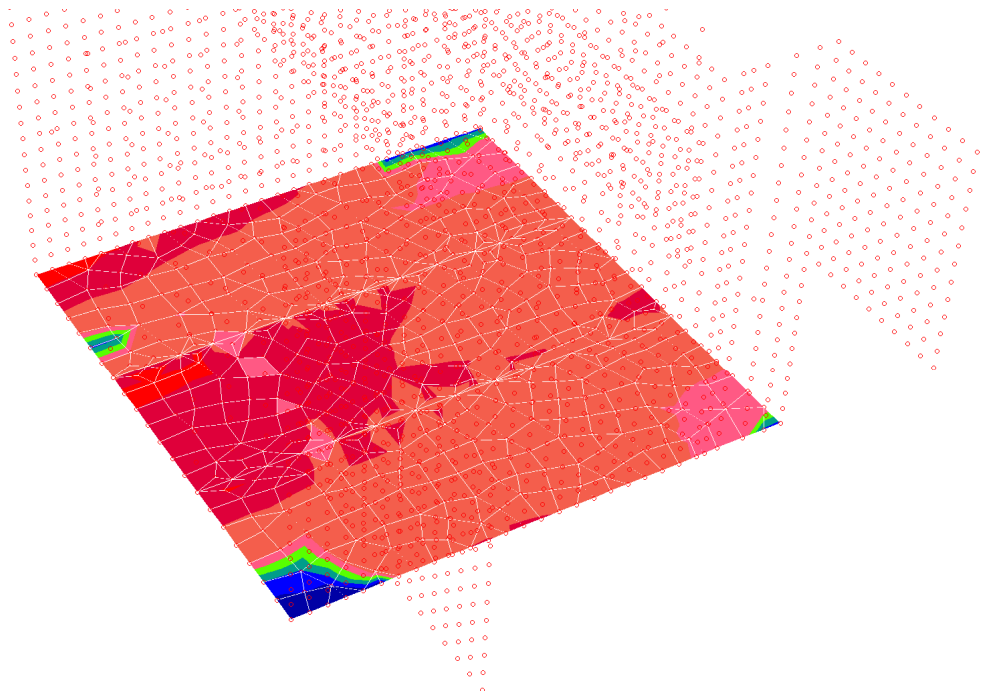
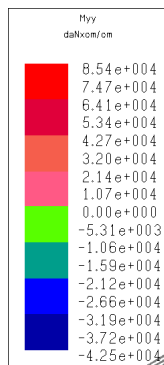
Deformata SLV – comb.8



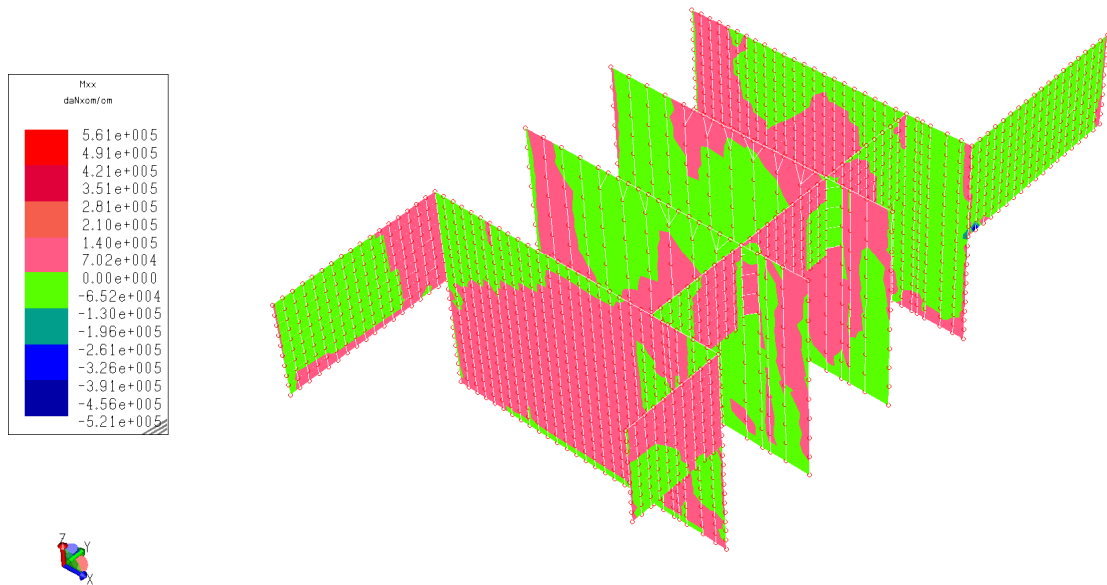
Deformata SLE – comb.3



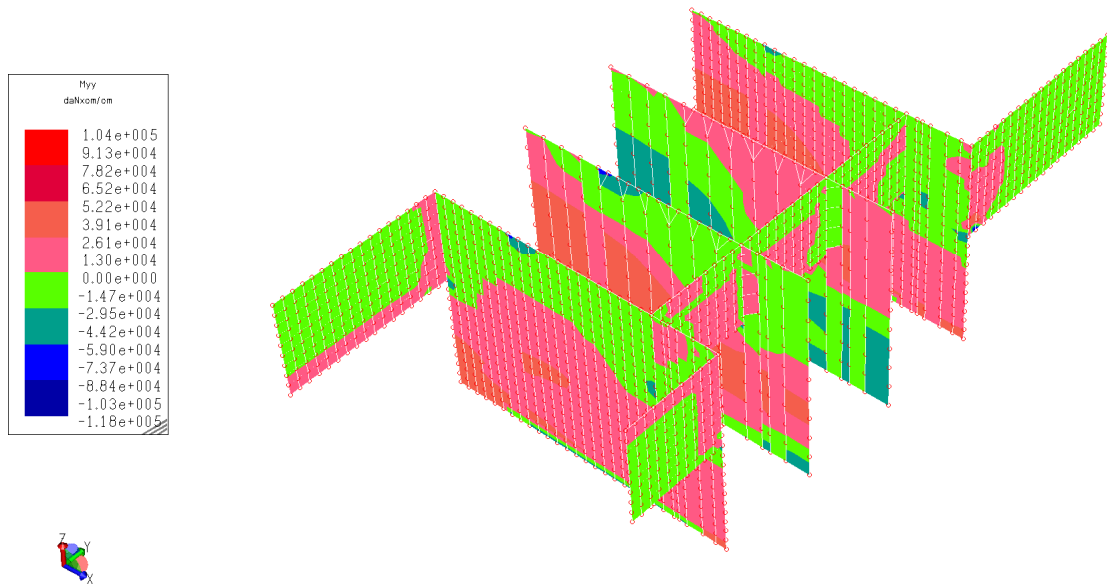
Inviluppo sollecitazioni – solette di base – Mxx



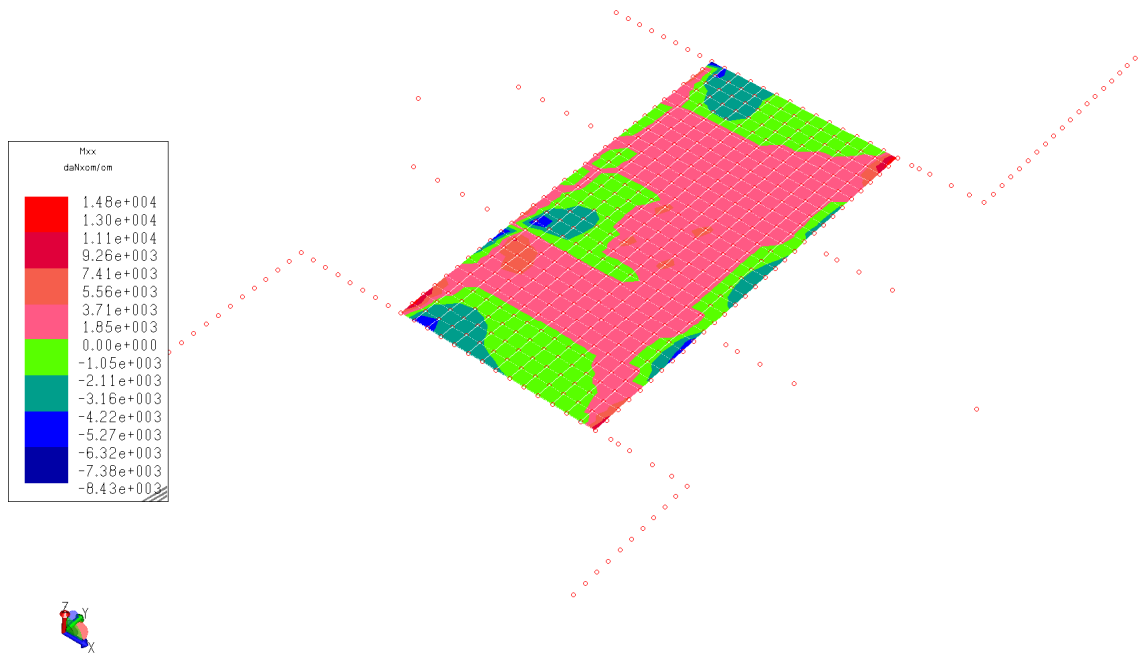
Inviluppo sollecitazioni – solette di base – Myy



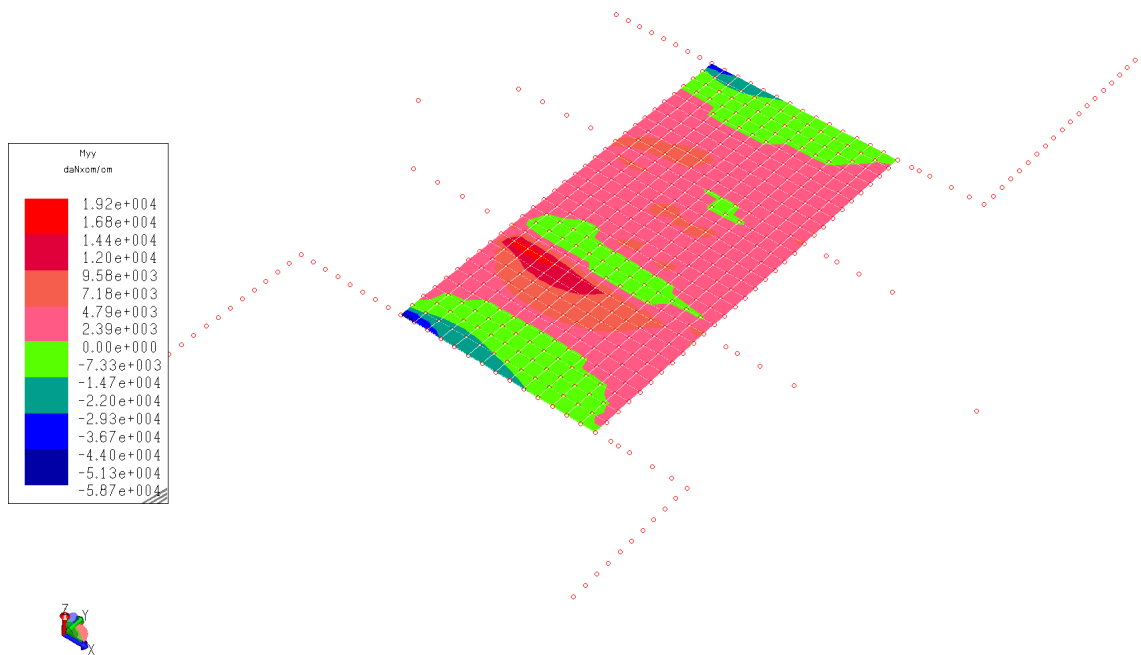
Inviluppo sollecitazioni – pareti – Mxx



Inviluppo sollecitazioni – pareti – Myy



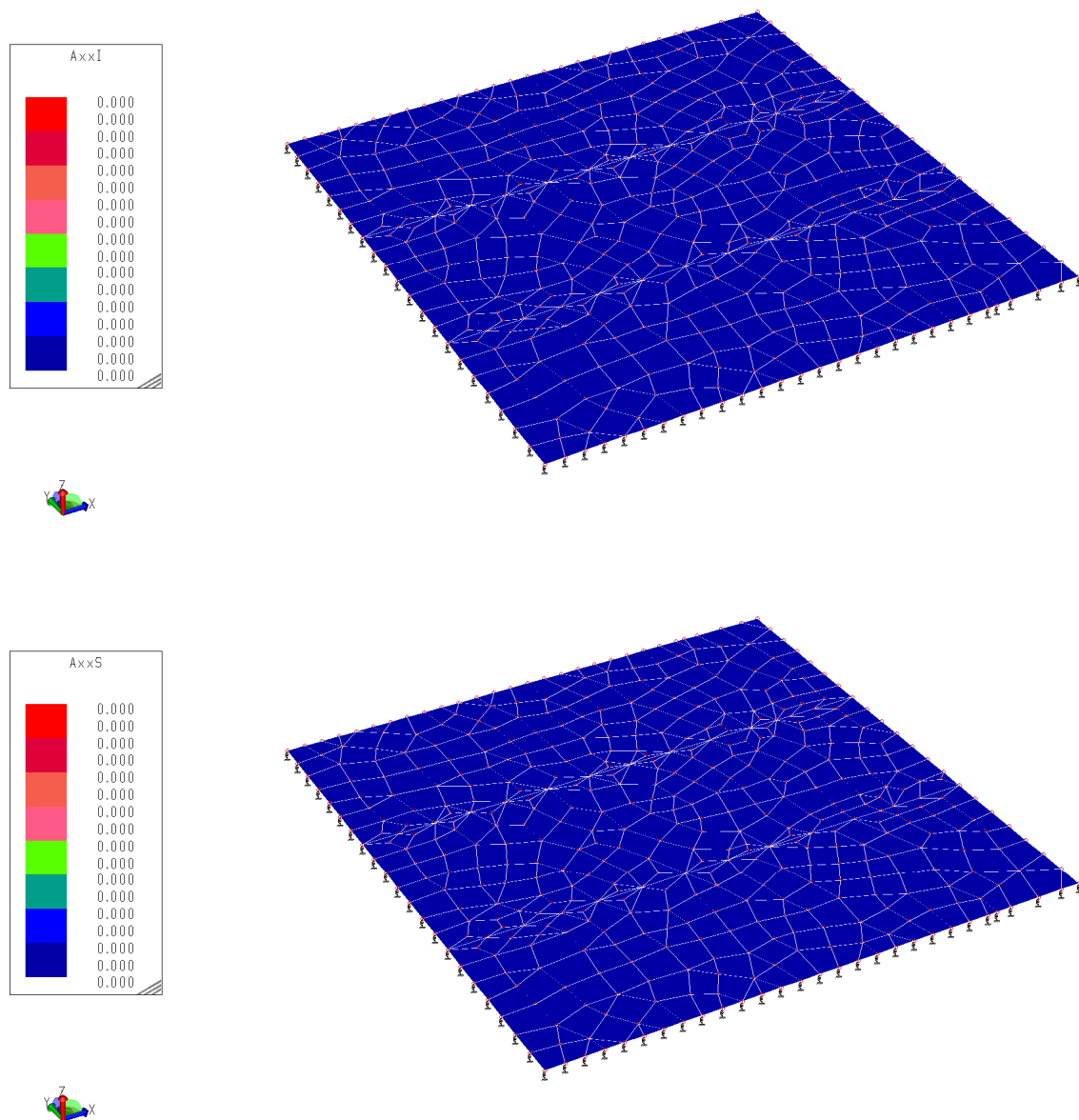
Inviluppo sollecitazioni – soletta superiore – Mxx



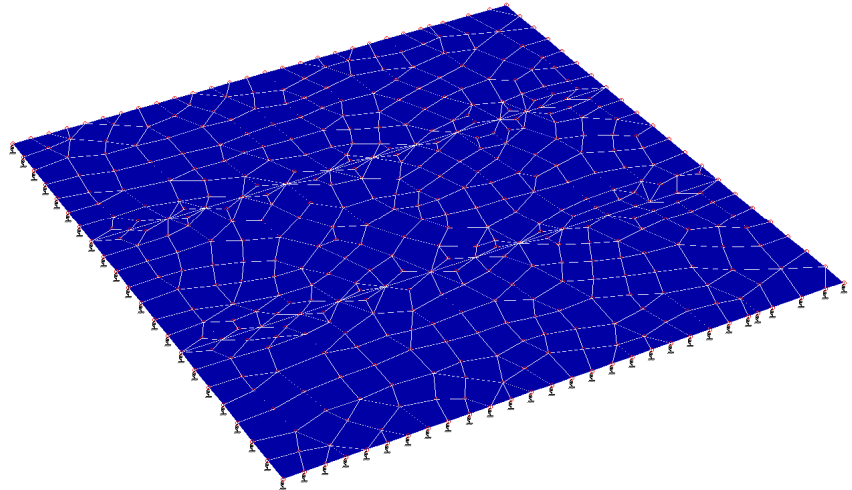
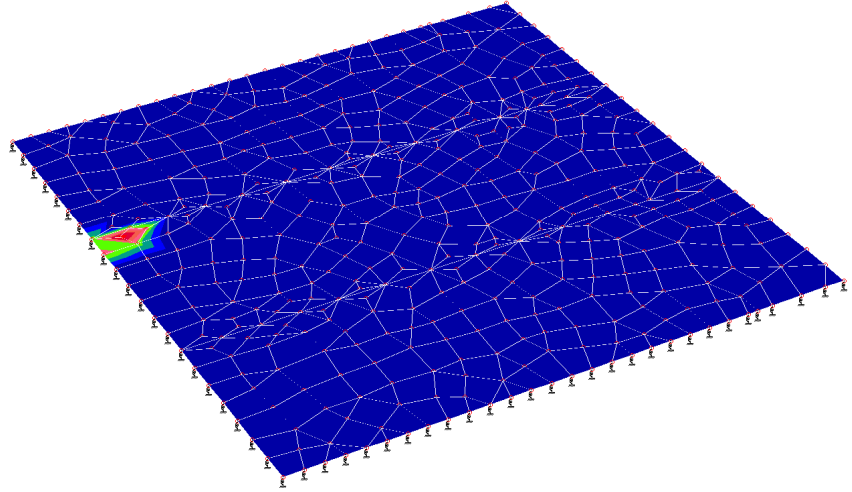
Inviluppo sollecitazioni –soletta superiore – Myy

### 6.5.3.2 Verifiche ed armature minime

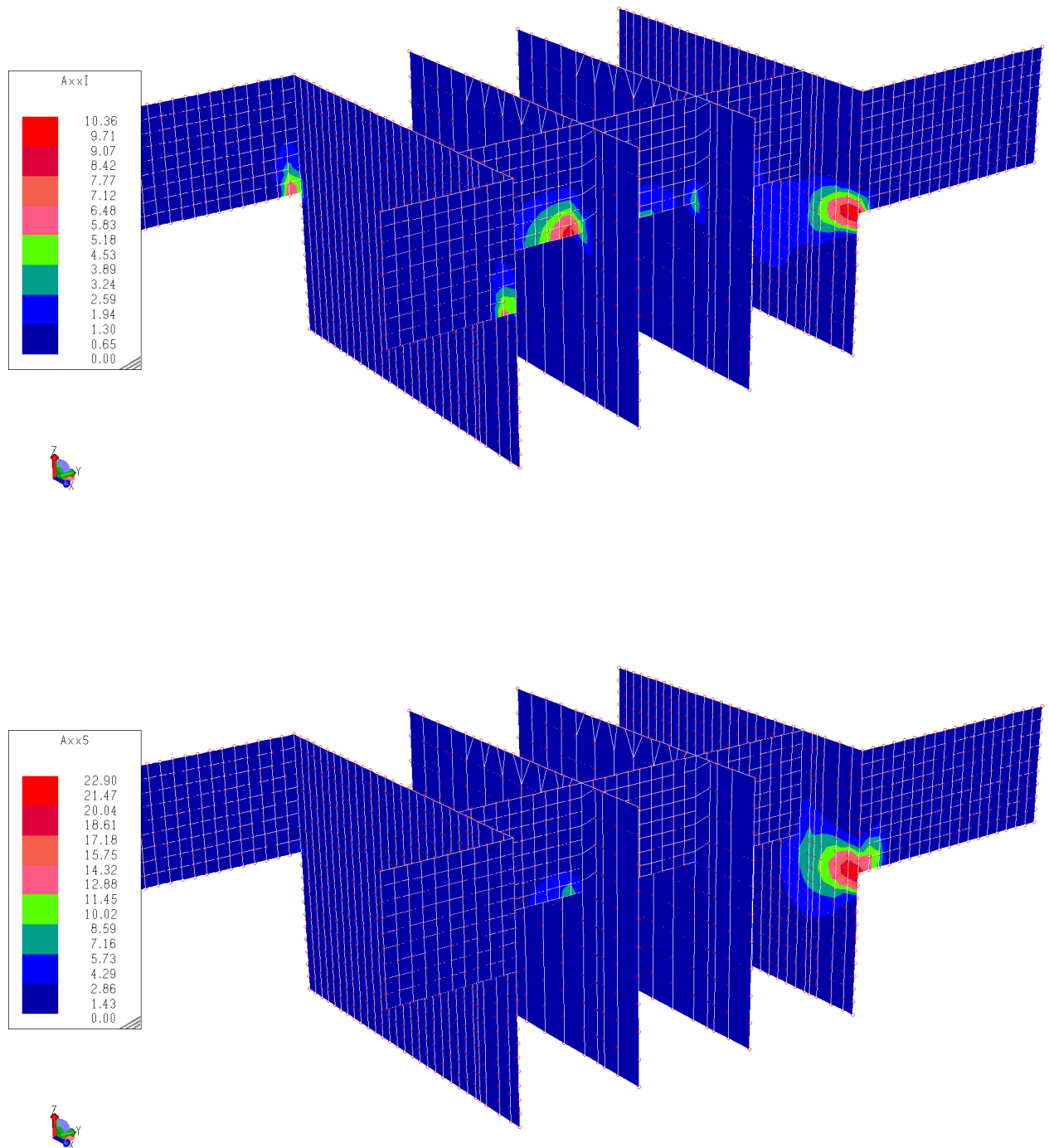
Di seguito si riportano i diagrammi prodotti dal programma di calcolo in cui vengono evidenziate le armature aggiuntive (rispetto a quelle indicate e con lo stesso passo), necessarie per il soddisfacimento delle verifiche.



Armatura aggiuntiva platea – base  $\phi 16/25''$  dir.X e  $\phi 24/25''$  dir.Y

MAJONE & PARTNERS  
ENGINEERING

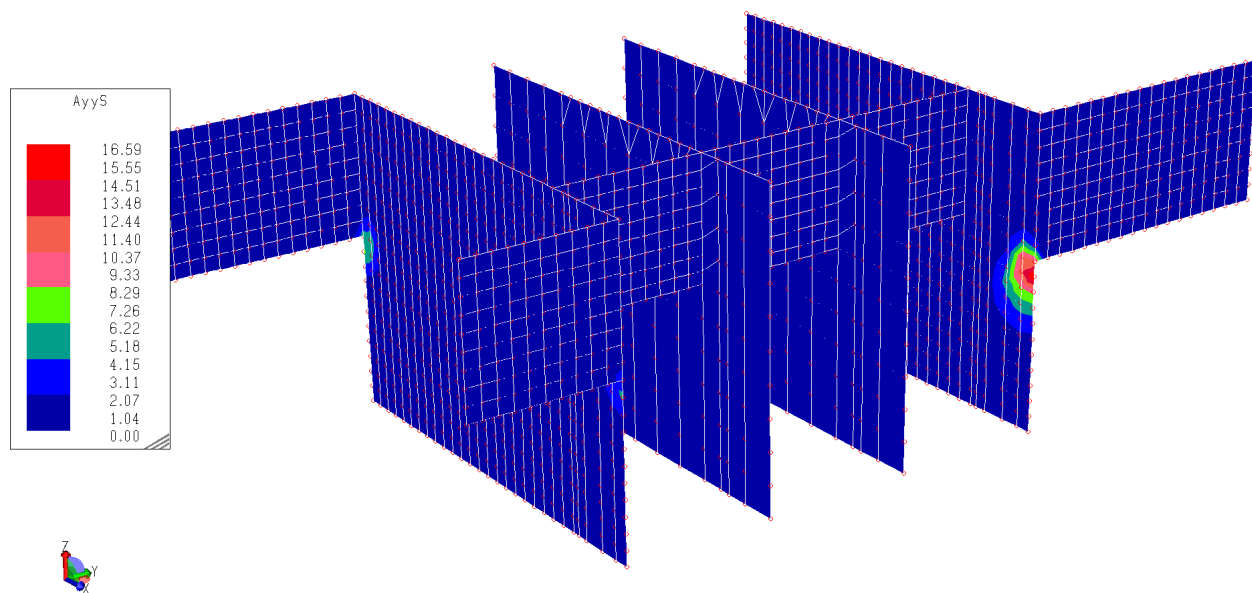
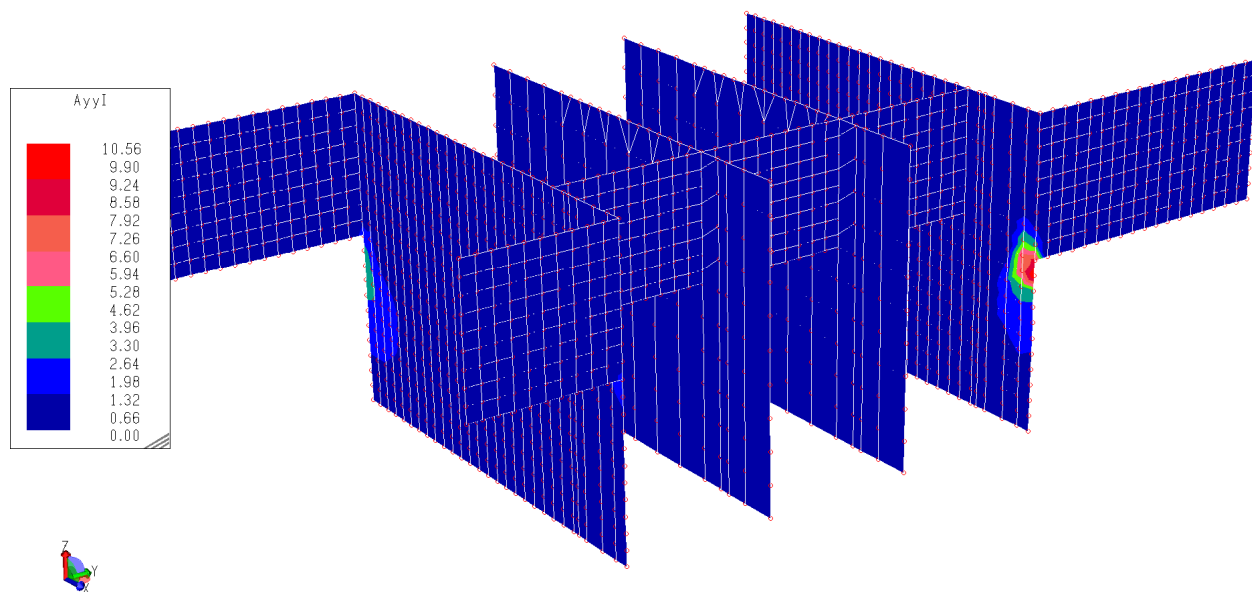




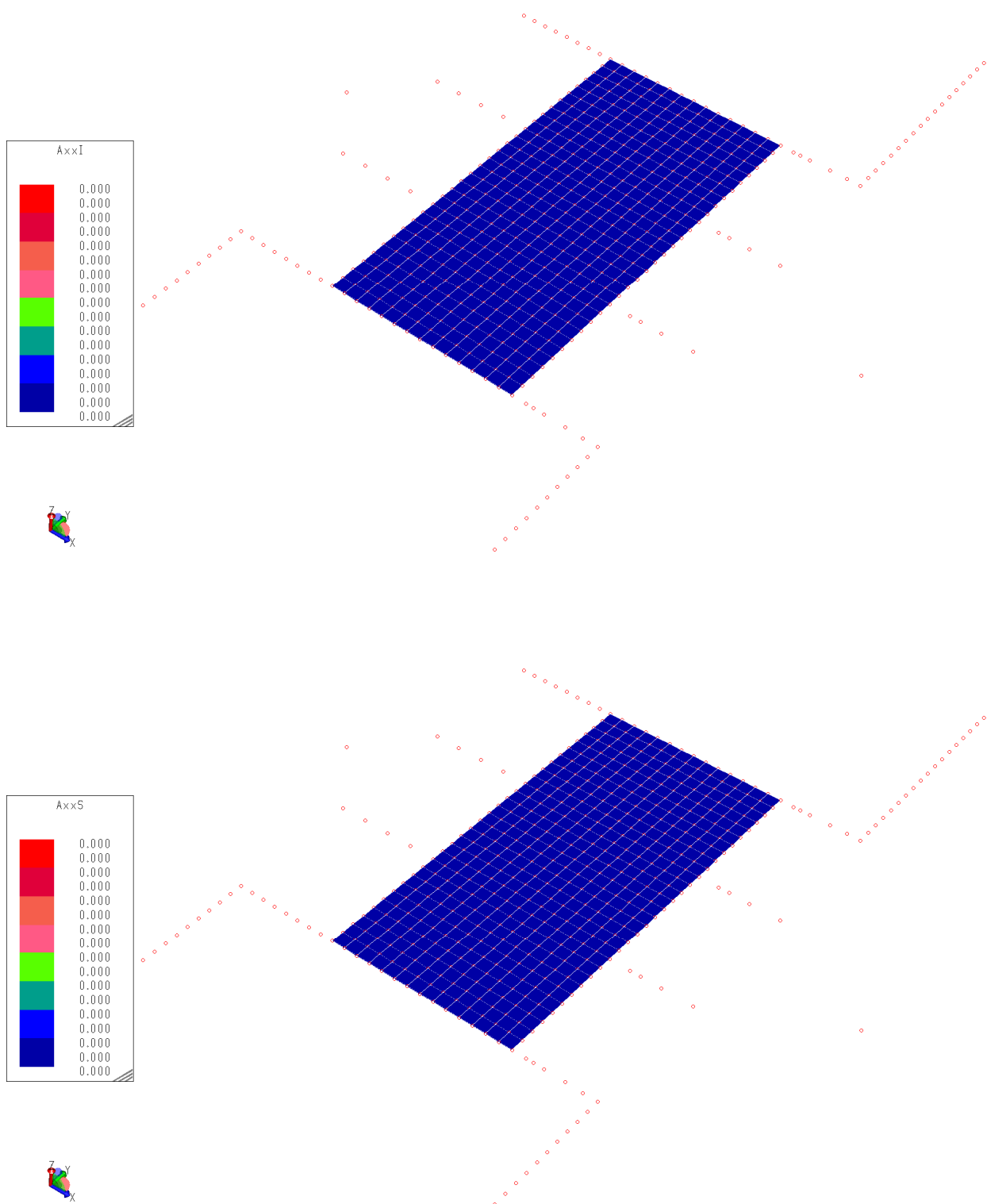
Armatura aggiuntiva pareti – base  $\phi 16/25''$  orizz e  $\phi 20/20''$  verticali

(in questo caso gli alti valori di armatura aggiuntiva ono evidentemente concentrazioni di tensione dovute alla modellazione, se ne è comunque tenuto in conto nell'armatura reale)

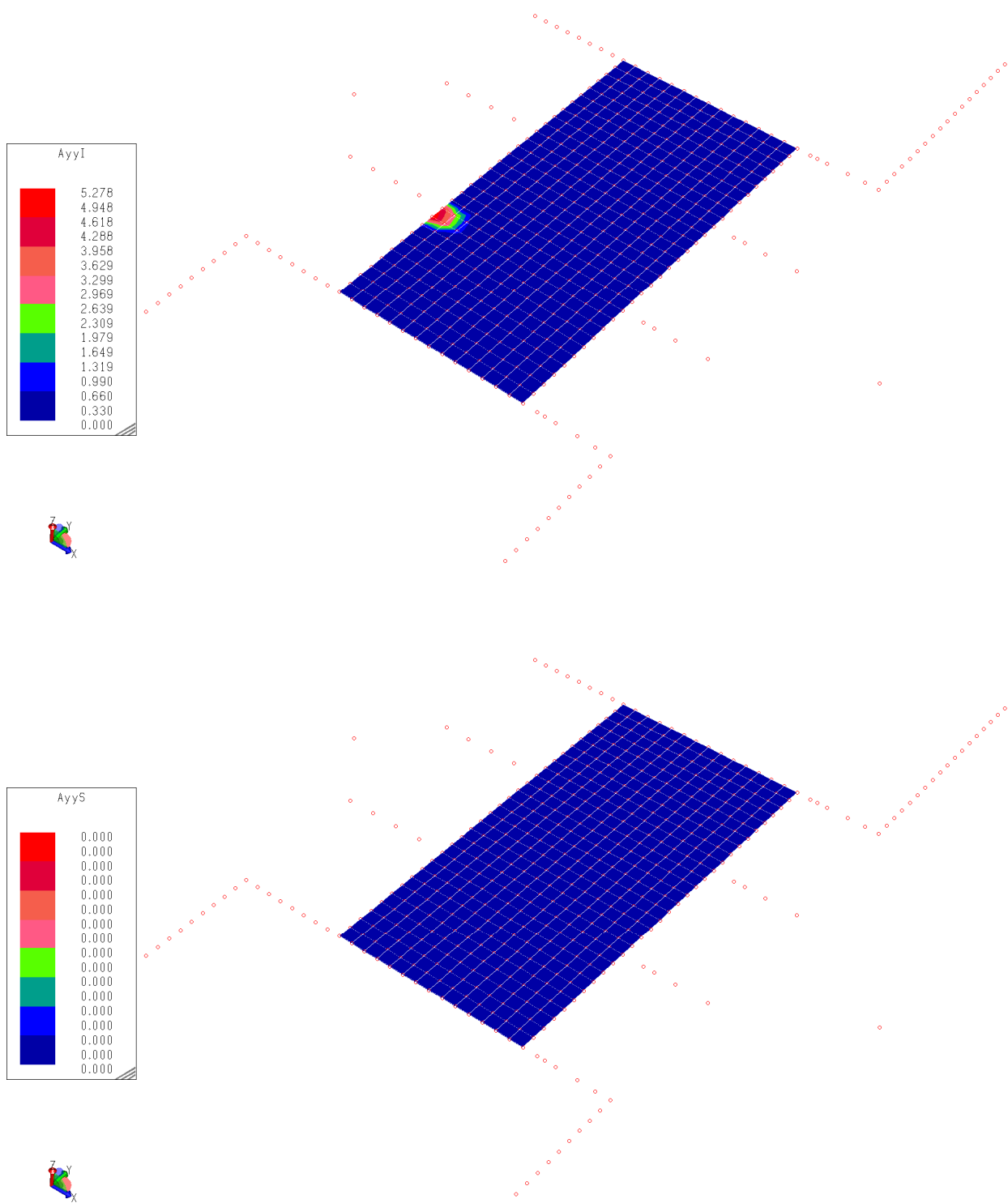




Armatura aggiuntiva pareti – base  $\phi 16/25''$  orizz e  $\phi 20/20''$  verticali



Armatura aggiuntiva soletta sup – base  $\phi 16/20''$  dir.X e  $\phi 20/20''$  dir.Y



Armatura aggiuntiva soletta sup – base  $\phi 16/20''$  dir.X e  $\phi 20/20''$  dir.Y

#### 6.5.4 Definizione modello interazione struttura terreno

Il valore della costante di *Winkler* è stato considerato pari a quello utilizzato per l'edificio servizi.

$$k_w = 2 \text{ kg/cm}^3.$$

#### 6.5.5 Verifiche geotecniche

##### 6.5.5.1 Calcolo dei cedimenti – stato limite di servizio

Il calcolo è stato eseguito secondo i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.7), considerando la pressione scaricata al suolo dalla sovrastruttura e la schematizzazione di Figura 6.15.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che la determinazione dei cedimenti è di fatto uno stato limite di esercizio).

Tabella 6.10: manufatto chiavica – calcolo cedimenti – stratigrafia di calcolo

Profondità	Unità	Parametri geotecnici		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [kPa]	DESCRIZIONE
da 0 a 15.0 m	3	19.00	40000	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Si evidenzia che il calcolo dei cedimenti è sempre eseguito in riferimento alla pressione netta (incremento di pressione rispetto alla condizione iniziale al piano di imposta della fondazione.) determinata in via genera nella maniera seguente:

- $q_{\text{netta}} = q_{\text{carichi}} - \gamma H_f$

dove:

- $\gamma$ : peso specifico del terreno (efficace nel caso specifico);
- $H_f$ : profondità di imposta della fondazione.

Nel caso specifico si sono eseguiti due calcoli di cedimenti:

- uno trasversale al Rio Loreto (comprendente nella modellazione anche i due rilevati di sponda);
- uno longitudinale al Rio Loreto.

Si è modellato il manufatto tramite una singola area di carico per la quale si ha :

$$\checkmark q_{\text{netta}} = 31 \text{ kPa.}$$

Sono stati calcolati i cedimenti nei punti indicati in Figura 6.16 (dove con pedice T sono indicati quelli afferenti al calcolo trasversale e con pedice L quelli relativi al calcolo longitudinale).

Nelle seguenti Tabella 6.11 e Tabella 6.12 sono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 6.11: manufatto chiavica – calcolo cedimenti trasversale: Risultati del calcolo

Tipo cedimento		
	direttrici [n.]	Cedimento [cm]
TOTALE	1	1.10
	2T	1.38
	3T	1.38

Tabella 6.12: manufatto chiavica – calcolo cedimenti longitudinale: Risultati del calcolo

Tipo cedimento		
	direttrici [n.]	Cedimento [cm]
TOTALE	1	1.20
	2L	0.55

Il cedimento massimo teorico risulta quindi essere:

$$\eta_{\max} = 1.38 \text{ cm.}$$

Ora, considerando che il cedimento indicato poc'anzi si riferisce ad una fondazione flessibile senza rigidezza mentre la fondazione ne ha una propria, si è esaminato come essa si pone nei confronti di quella del suolo al fine di poter considerare l'elemento strutturale come rigido.

Ulteriore verifica effettuata quindi è quella di considerare la rigidezza relativa della sezione di fondazione nei confronti del terreno mediante la seguente considerazione la seguente espressione.

$$K_R = \frac{4}{3} \cdot \frac{E_F}{E'} \cdot \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_f^2} \cdot \left(\frac{t}{B}\right)^3;$$

dove:

- $E_f$ ,  $\nu_f$ ,  $t$ ,  $B$ : modulo di elasticità, coefficiente di Poisson, spessore e base della fondazione;
- $E'$ ,  $\nu$ : modulo di elasticità e coefficiente di Poisson del terreno.

Considerando una fondazione avente come base  $B = 14.40 \text{ m}$ , uno spessore  $t = 1.20 \text{ m}$  un coefficiente di Poisson per il terreno pari a 0.3 e gli usuali valori di 0.15 e 25 MPa rispettivamente per il coefficiente di Poisson e il modulo elastico per la fondazione nonché un valore di  $E'$  per il terreno pari al valore indicato nella tabella riassuntiva si ottiene un valore della rigidezza relativa  $K_R$  pari a circa 42 che risulta essere maggiore del valore di 10 comunemente adottato per denotare il fatto di fondazione rigida nei confronti del terreno.

La fondazione è stata considerata quindi come rigida.

Considerando quindi la correzione derivante dal fatto che la fondazione è rigida si ha che:

$$\eta_{\text{corr}} = 1.20 \text{ cm.}$$

Considerando che per fondazioni isolate su argilla *Skempton – McDonald* (1956) raccomandano un massimo cedimento differenziale nell'ordine dei 40 mm e un cedimento massimo nell'ordine dei 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di  $65 \div 100$  mm nel caso di platee.

Si può notare come nel caso analizzato con le dimensioni considerate e i carichi agenti il cedimento teorico calcolato sia perfettamente accettabile.

L'obiettivo di definire i valori soglia dei cedimenti, al di sotto dei quali non si hanno danni strutturali, costituisce uno studio particolarmente ambizioso se si pretende di perseguirlo con rigore scientifico, in quanto l'operazione di mettere in relazione i movimenti della fondazione con i danni della struttura passa attraverso la disamina di molteplici e complessi fattori.

Premessa indispensabile ad ogni esame di questo genere risulterebbe pertanto la corretta individuazione dell'organismo strutturale dell'influenza dei tamponamenti interni ed esterni sulla risposta d'insieme, delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, unitamente alla conoscenza delle modalità e dei tempi di esecuzione.

Sembra pertanto quasi obbligato il ricorso a un processo empirico, basato sull'osservazione del comportamento di strutture già realizzate.

In tale ottica si osserva preliminarmente come, nella descrizione della distribuzione dei cedimenti nello spazio, la terminologia impiegata sia alquanto ampia per cui dovendosi operare una scelta si aderisce a quella introdotta da *Burland e Wroth* (1975).

Con riferimento alla Figura 6.5 la rotazione relativa  $\beta$  indica la rotazione subita dalla retta congiungente due punti di riferimento, una volta scorporata la rotazione rigida  $\omega$  della struttura.

La distorsione angolare è definita dalla seguente espressione:

$$\alpha \equiv \frac{s_B - s_A}{L_{AB}} + \frac{s_B - s_C}{L_{BC}}$$

L'inflessione relativa  $\Delta$  indica il massimo cedimento riferito alla congiungente due punti di riferimento a distanza  $L$  e il rapporto  $\Delta/L$  è indicato come rapporto di inflessione o curvatura.

Le suddette definizioni si applicano con riferimento a due punti qualsiasi della struttura di fondazione che non necessariamente coincidono con le sue estremità. Nel tentativo di stabilire dei criteri di accettabilità dei cedimenti differenziali giova ricordare quanto soggettivo sia il concetto di funzionalità di una struttura, essendo tale concetto legato contestualmente alla funzione dell'opera e alle reazioni dell'utilizzatore.

Inoltre occorre tenere presente che le strutture per quanto all'apparenza simili hanno in realtà una loro storia diversa, condizionata da fattori quali la successione dei carichi, le deformazioni viscosi, le fessurazioni e altri ancora che possono minare alle fondamenta ogni tentativo di eccessiva generalizzazione.

I criteri che seguono vanno pertanto accettati come elementi di indirizzo che non costituiscono all'occorrenza analisi di aspetti specifici, potendo questi ultimi condizionare in modo sostanziale il comportamento della struttura in esame.

Facendo riferimento al lavoro di *Skempton e MacDonald* (1956) basato sull'osservazione di 98 edifici, i valori limite della rotazione relativa  $\beta$  dovrebbero essere dell'ordine di 1/500 (1/500 è il valore raccomandato dagli Autori anche se il valore osservato è pari a 1/300) per evitare la fessurazione delle strutture di tamponamento e dell'ordine di 1/150 per evitare danno alle strutture portanti in calcestruzzo armato.

*Polsi e Tokar* (1957) riportando dati che si riferiscono a esperienze nell'Europa orientale attribuiscono alle suddette soglie i valori di 1/500 e 1/200 e conclusioni simili sono state raggiunte da *Meyerhof* (1956).

Nel caso di muri portanti non armati il parametro più significativo è rappresentato dal rapporto di inflessione e sulla scorta dei dati raccolti da *Burland e Wroth* (1975) i valori limiti risultano pari a:

$$\frac{\Delta}{L} = 2 \cdot 10^{-4} \quad \text{per} \quad \frac{L}{H} = 1.$$



$$\frac{\Delta}{L} = 4 \cdot 10^{-4}$$

per

$$\frac{L}{H} = 5.$$

Avendo indicato con H l'altezza della parete.

Definiti i valori di soglia, si pone il problema della previsione dei cedimenti differenziali. Benchè sia relativamente attendibile la previsione del cedimento totale di una struttura, altrettanto non può dirsi dei cedimenti differenziali, giacchè questi ultimi dipendono a parità di altri fattori quali l'effettiva rigidezza della struttura dalla intrinseca variabilità spaziale delle caratteristiche del terreno. Alla luce di tali considerazioni, la strada più efficace per pervenire a previsioni attendibili è quella di correlare i cedimenti differenziali al cedimento massimo osservato.

In particolare si riportano le seguenti correlazioni empiriche (*Grant et al.* 1974):

fondazione su sabbie

$$s_{\max} = 15000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 18000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

fondazione su argille

$$s_{\max} = 30000 \beta_{\max} \text{ (plinti)}$$

$$s_{\max} = 35000 \beta_{\max} \text{ (platee)}$$

In aggiunta a tali indicazioni si ricorda che *Terzaghi e Peck* (1948) osservano che nel caso di fondazioni su sabbie il cedimento differenziale può stimarsi pari al 75% del cedimento massimo e raccomandano per quest'ultimo un valore limite pari a 25 mm.

*Skempton e MacDonald* (1956) giungono alla conclusione che, nel caso di strutture ordinarie il cedimento differenziale limite per fondazioni su sabbie è di 25 mm e il massimo cedimento tollerabile è dell'ordine di 40 mm per fondazioni isolate e di 40 - 65 mm per platee.

Nel caso di fondazioni su argille il valore del cedimento differenziale sale a 40 mm e i valori del cedimento massimo diventano pari a 65 mm nel caso di fondazioni isolate e di 65 – 100 mm nel caso di platee.

I dati raccolti da *Bjerrum* (1963) testimoniano infine che non sono stati osservati danni su edifici fondati su platee che interagendo con terreni argillosi hanno subito cedimenti totali inferiori a 250 mm e cedimenti differenziali inferiori a 125 mm. So-

no stati invece registrati danni nel caso di fondazioni isolate su argille per cedimenti differenziali in eccesso a 50 mm e cedimenti totali superiori a 150 mm.

Nel caso specifico del manufatto principale della chiavica considerando il valore massimo del cedimento teorico atteso e valutando le considerazioni di cui sopra (tipologia di fondazione e di terreno naturale presente) possiamo ritenere di essere completamente all'interno di un range di accettabilità per le strutture.

Considerando di fatto il cedimento differenziale tra due punti di cui uno al centro e uno in prossimità del bordo della platea (quelli per i quali è massimo e minimo il cedimento) si ha un valore massimo della rotazione relativa ( $\beta$ ) pari a:

$$\beta_{\max} < 0.002 \text{ (1/500)}.$$

#### 6.5.5.2 Verifica a capacità portante

I dati della fondazione (si veda Figura 6.15 per schema di calcolo) esaminata sono i seguenti:

- B = 1440 cm;
- L = 1550 cm;
- D (appr. da piano campagna) = 200 cm;
- $q_{Ed}$  = 141 kPa (vedasi Figura 6.17).

Per determinare il valore della pressione limite di design si è utilizzato la formula:

$$q_{\lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q.$$

I dati significativi utilizzati nel calcolo eseguito sono i seguenti:

- $N_{\gamma}$  = 41.06;
- $N_q$  = 29.44;
- $N_c$  = 42.16;
- $\gamma_{\square}$  = 19 kN/m<sup>3</sup>

Nella tabella seguente si è riportato il risultato del calcolo eseguito.

Tabella 6.13: valori di capacità portante – Approccio 2

Unità	approfondimento [m]	base fondazione [m]	$q_{lim}$ [kPa]	$q_{lim,d}$ [kPa]
Manufatto chiavica	2.00	14.40	3191	1410

Nell'ottica degli stati limite si deve avere il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$R_d > E_d. \quad (1)$$

Nel caso specifico si dovranno confrontare le pressioni in particolare risulta per l'unità in esame:

$$1387 > 141 \text{ kPa.}$$

#### 6.5.5.3 Verifica scorrimento e ribaltamento

La verifica a scorrimento per il manufatto in esame non è significativa da un punto di vista tecnico in quanto la chiavica è bloccata lungo il perimetro dai diaframmi utilizzati come opera provvisoria e poi lasciati in opera ed è inoltre incastrata lateralmente dai muri d'ala.

La verifica a ribaltamento non è significativa per gli stessi motivi di cui sopra pertanto le verifiche sono state omesse.

### 6.6 Opera provvisoria – diaframma

È stato analizzato lo schema indicato in Figura 6.18.

La paratia ha spessore  $D = 600 \text{ mm}$  con lunghezza pari a  $12 \text{ m}$ .

Nel caso del Rio Loreto ove di fatto esse costituiscono un'opera provvisoria si vuole evidenziare quanto espresso di seguito:

- intendendo come vita nominale di un'opera strutturale;  $V_N$ , il numero di anni nel quale la struttura purchè soggetta alla manutenzione ordinaria deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata;
- nel caso del Rio Loreto  $V_N$  è minore di anni due;
- le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva si omettono.

Le verifiche quindi coerentemente a quanto scritto poc'anzi vengono svolte agli SLE con riferimento al Par. 6.5.3.2 della Norma stessa.

Di seguito con i criteri e la caratterizzazione indicata in precedenza si riportano i risultati dell'elaborazione condotta.

RIO LORENO - paratia d=600 - CHIAVICA-fase transitoria ml

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	15.1 ( .00)	.0 ( .00)	-631.9 ( 8.50)	268.1 (10.50)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo  
 - M+max = momento flettente positivo massimo  
           fibre tese lato scavo  
 - M-max = momento flettente negativo massimo  
           fibre tese lato terra  
 - Tmax = sforzo di taglio massimo  
 - in parentesi sono riportate le quote dalla  
   sommata' della paratia

Caratteristiche di sollecitazione e di deformazione

prof. m	deform. cm	rotaz. rad*10 <sup>-3</sup>	mom. flett. kN*m/m	press. ris. kPa	taglio kN/m
.00	15.08	-16.18	.0	.0	.0
.50	14.27	-16.18	.0	-5.0	-1.3
1.00	13.46	-16.18	-1.3	-10.0	-5.0
1.50	12.65	-16.18	-5.0	-15.0	-11.3
2.00	11.84	-16.17	-12.5	-20.0	-20.0
2.50	11.03	-16.15	-25.0	-25.0	-31.3
3.00	10.23	-16.11	-43.8	-30.0	-45.0
3.50	9.42	-16.05	-70.0	-35.0	-61.3
4.00	8.62	-15.95	-105.0	-44.5	-81.1
4.50	7.83	-15.81	-151.1	-55.1	-106.0
5.00	7.04	-15.61	-211.0	-61.3	-135.1
5.50	6.27	-15.33	-286.2	-30.7	-158.1
6.00	5.51	-14.97	-369.1	-.2	-165.9
6.50	4.77	-14.51	-452.1	30.3	-158.3
7.00	4.06	-13.97	-527.5	60.8	-135.6
7.50	3.38	-13.35	-587.7	91.3	-97.5
8.00	2.73	-12.67	-625.0	121.8	-44.3

8.50	2.11	-11.98	-631.9	152.3	24.3
9.00	1.53	-11.29	-600.8	182.8	108.1
9.50	.98	-10.67	-523.9	156.0	192.8
10.00	.46	-10.15	-408.0	83.8	252.7
10.50	-.03	-9.77	-271.1	-22.3	268.1
11.00	-.52	-9.54	-139.8	-131.0	229.8
11.50	-.99	-9.44	-41.3	-228.9	139.8
12.00	-1.46	-9.42	.0	-330.5	.0

Da Figura 6.19 a Figura 6.21 si riportano per l'elaborazione condotta gli andamenti della deformata e delle componenti di sollecitazione lungo l'opera di sostegno. Per la verifica strutturale dell'opera provvisoria si utilizza il momento provocato dalla condizione nella fase transitoria di scavo con acqua a +87.00 e scavo a quota +82.00 (vedere figura 6.18) pari a  $M_{max} = -631.9 \text{ kNm/m}$ ; l'armatura prevista è di  $16+15\phi 24$  per lato pertanto verificando la sezioni di un metro si considereranno  $10\phi 24$ .

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

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

**Titolo:** DIAFRAMMA OPERA PROVVISORIALE sp.60cm

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	45.24	5
			2	45.24	55

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -631.9 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  326.1 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.631 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6 N/mm²  
 $\tau_{c1}$  1.829 N/mm²

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta Deviata

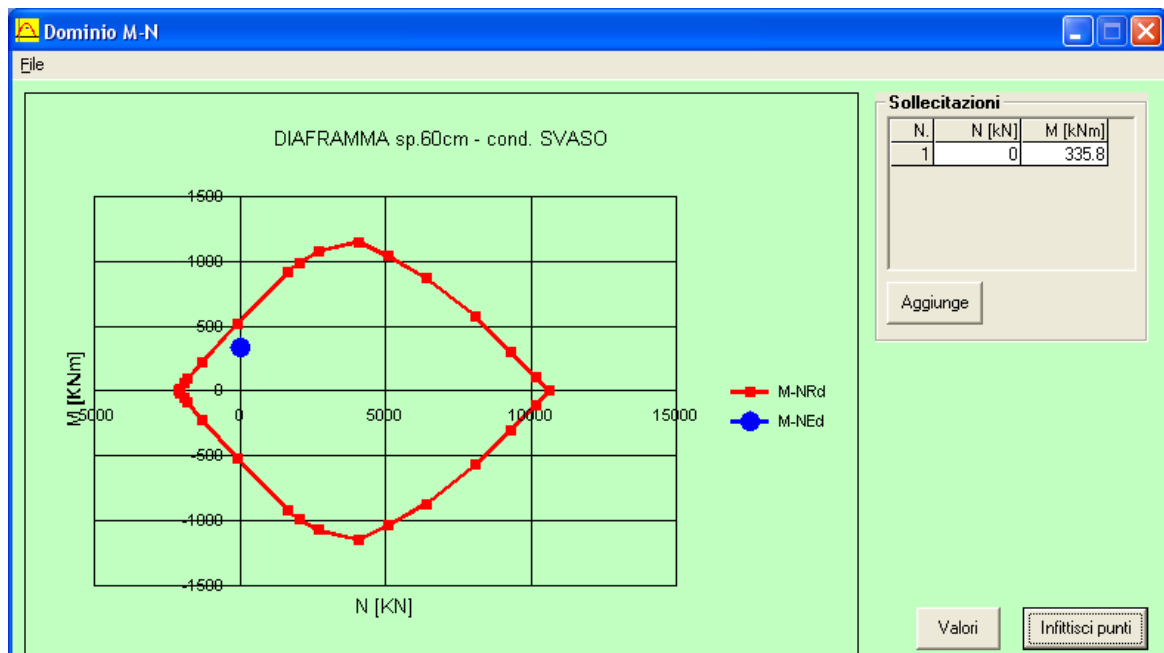
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

M<sub>xRd</sub> 754.7 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  326.1 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  26.14 ‰  
d 55 cm  
x 6.495 x/d 0.1181  
 $\delta$  0.7



Nella sezione a taglio massimo  $T_{max}=268.1\text{kN}$  il momento corrispondente è pari  $M=271.1\text{kNm}$ ; si calcola la resistenza a taglio del diaframma secondo le formule di normativa per gli elementi senza armatura a taglio.

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2.00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0.035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	268.1
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12
Coefficiente k	k	1.60
		1.60
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$A$	0.0082253
		0.0082253
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	289.85 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	195.35 [kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>289.85 [kN]</b>

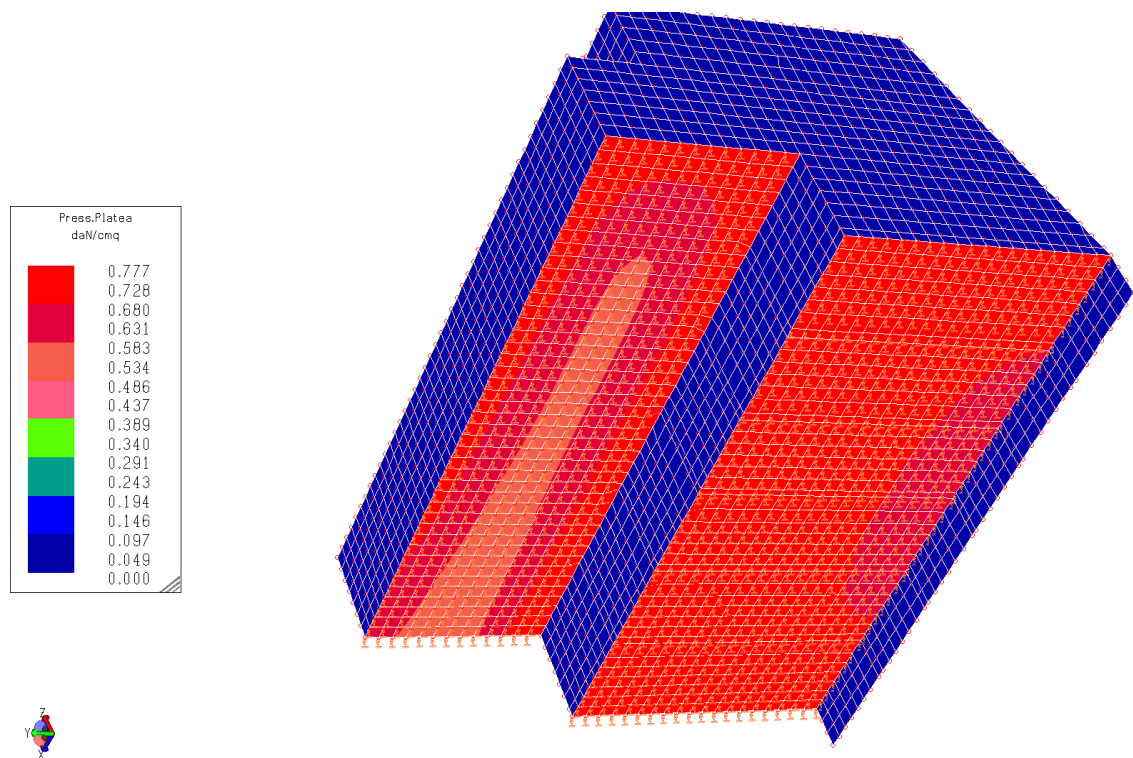


Figura 6.1: vasca sollevamento: condizione di carico quasi permanenti – pressione scaricata al suolo

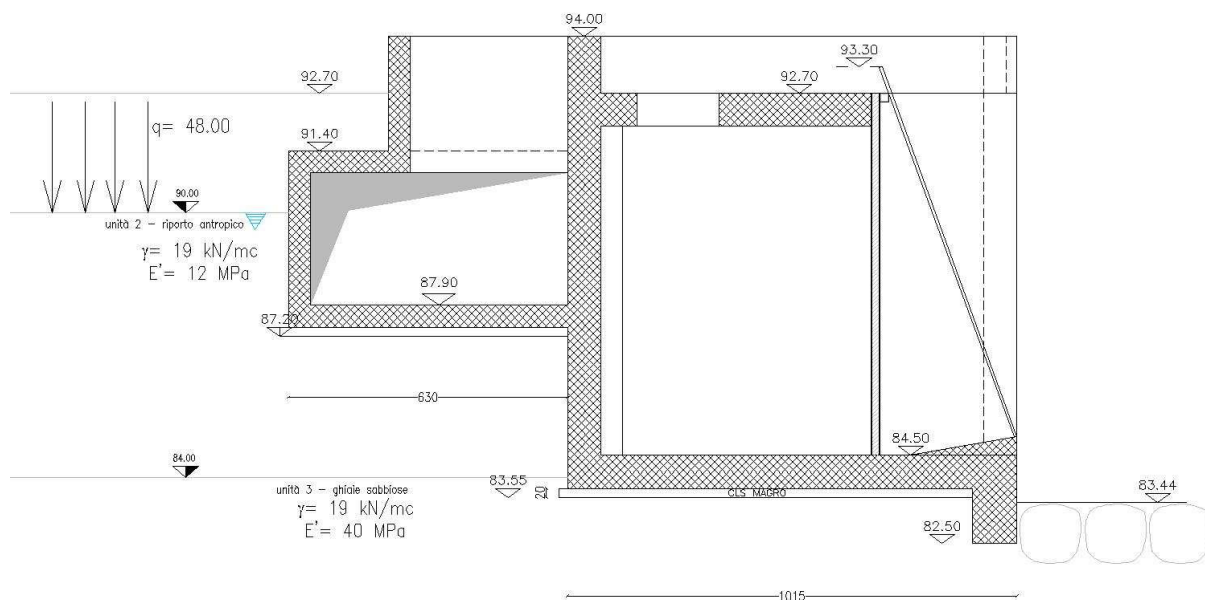


Figura 6.2: vasca di sollevamento: stratigrafia di calcolo cedimenti – cap.portante

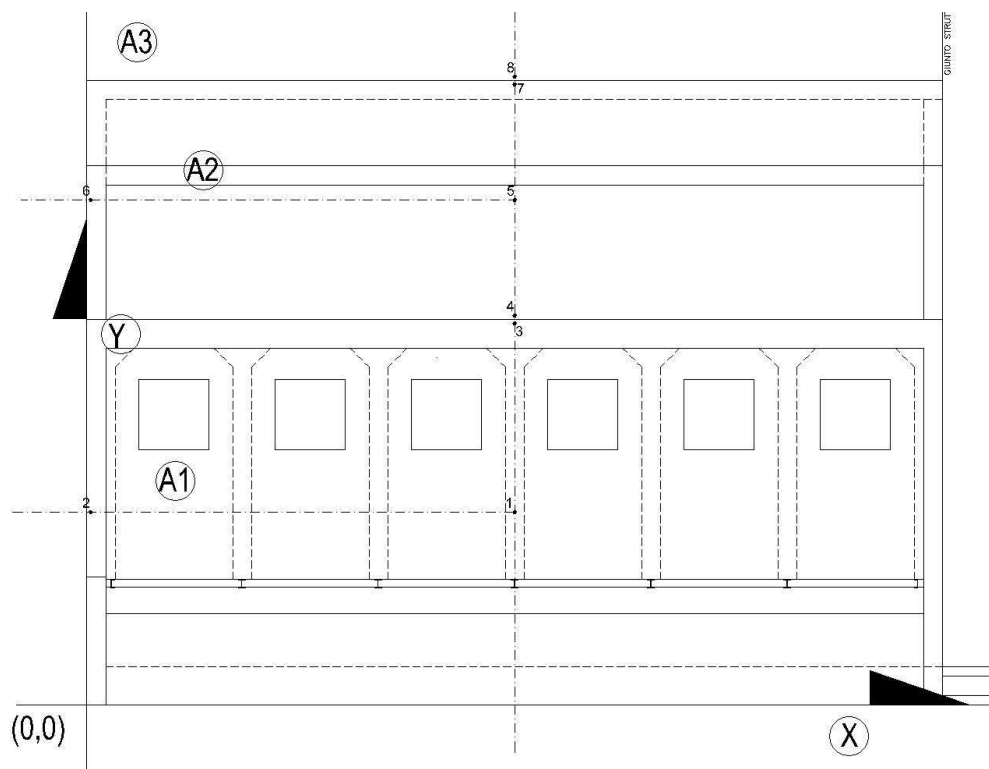


Figura 6.3: vasca di sollevamento: planimetria direttrici di calcolo cedimenti

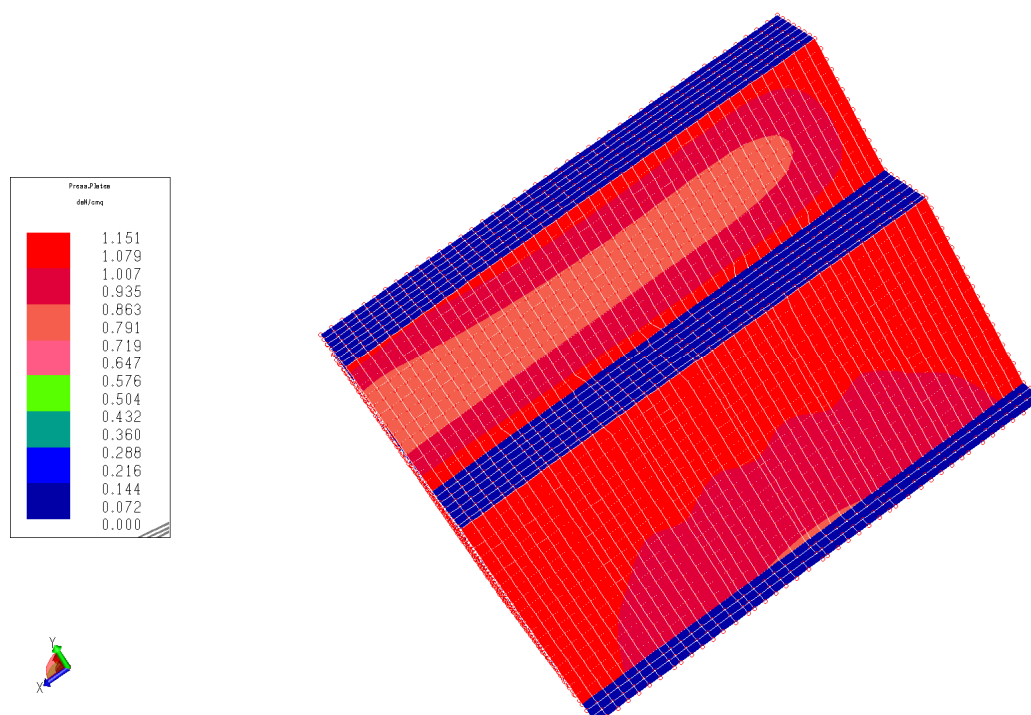


Figura 6.4: vasca di sollevamento: involucro condizioni SLU – pressioni scaricata al suolo



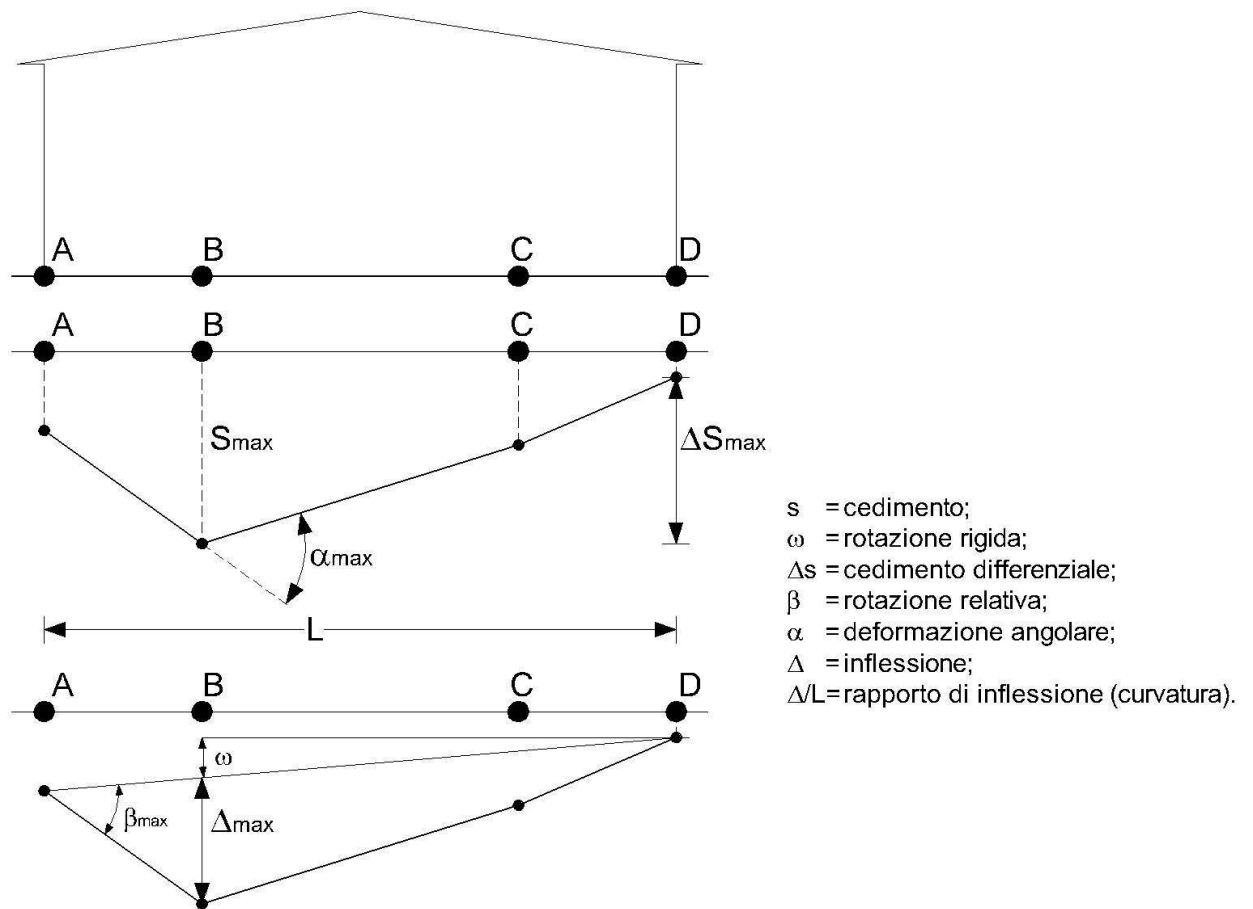


Figura 6.5: schema di definizione distribuzione cedimenti nello spazio

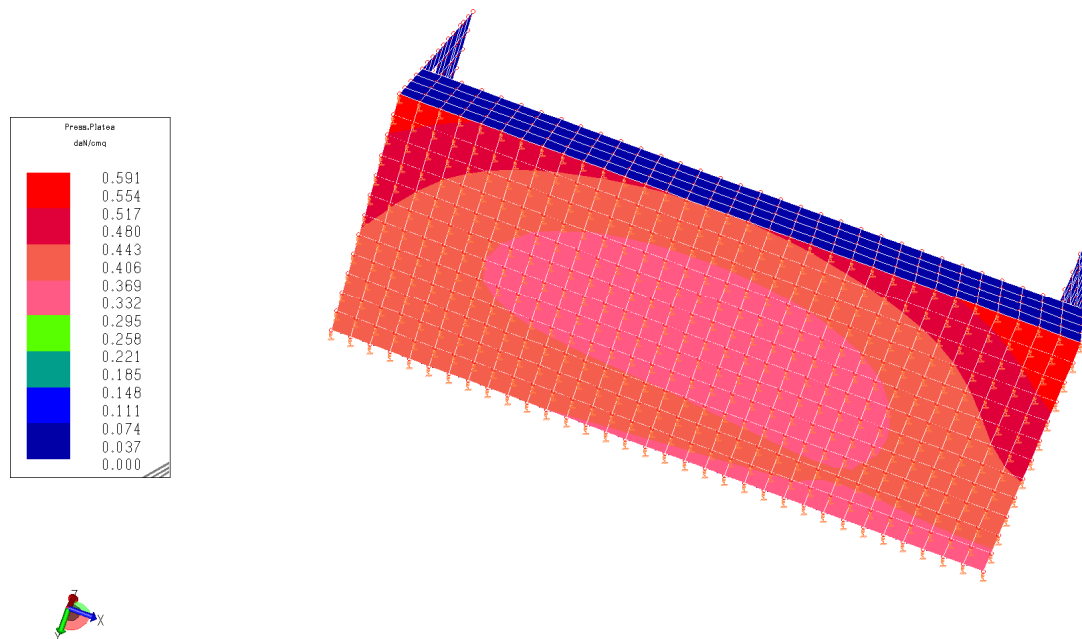


Figura 6.6: vasca di restituzione: condizione di carico quasi permanenti – pressione scaricata al suolo

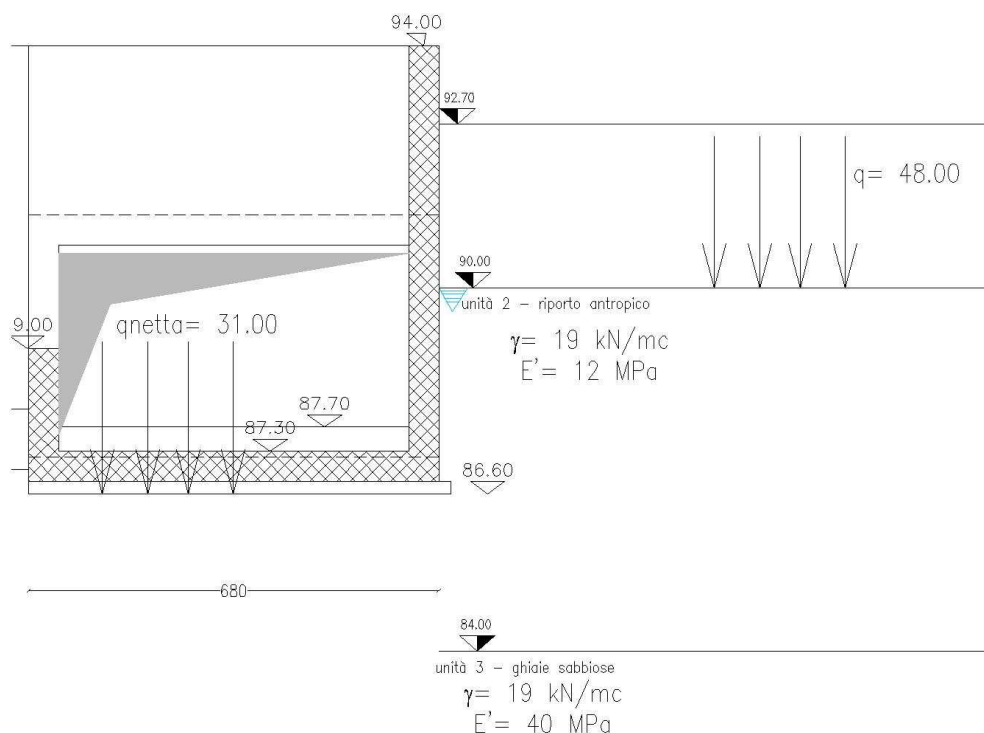


Figura 6.7: vasca di restituzione: stratigrafia di calcolo cedimenti – capacità portante

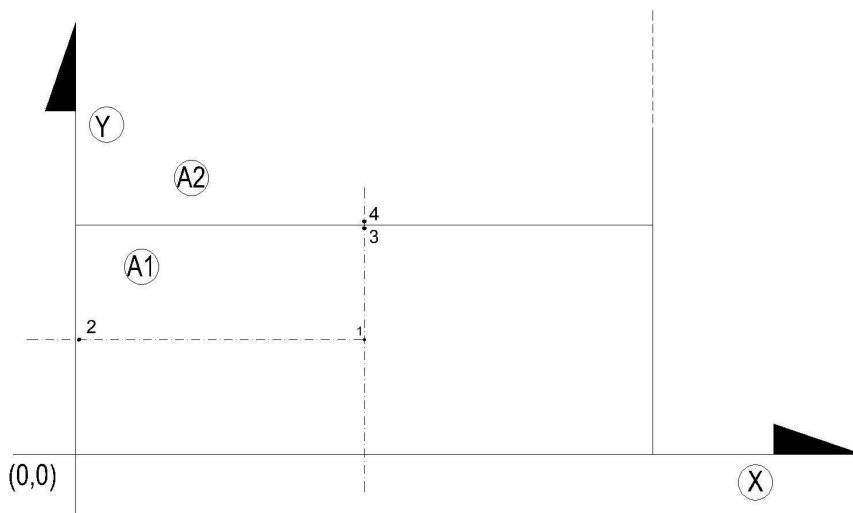


Figura 6.8: vasca di restituzione: planimetria direttrici di calcolo

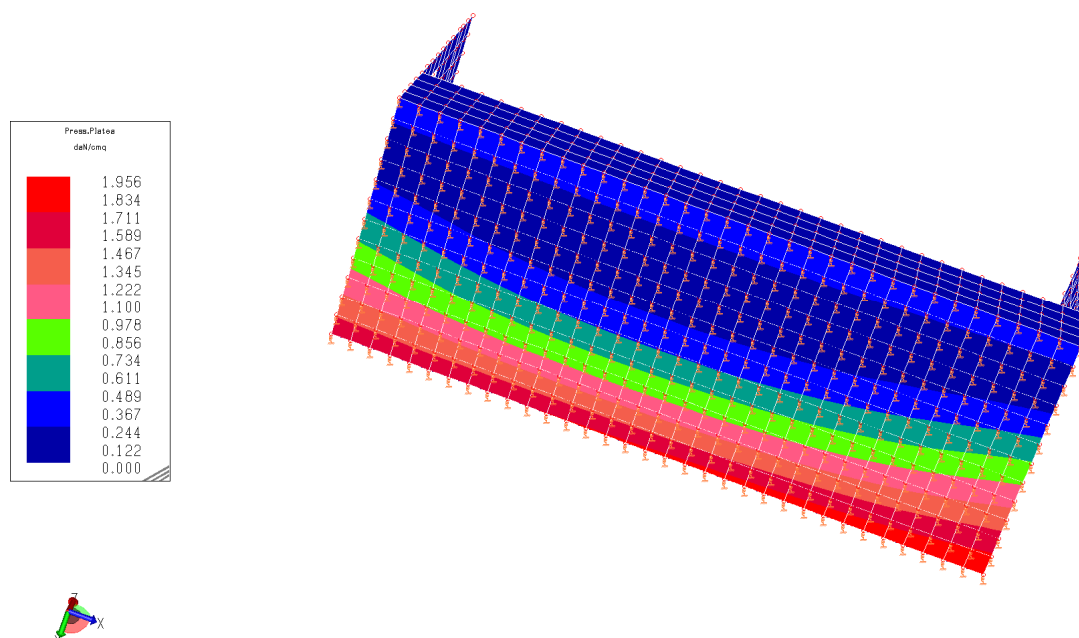


Figura 6.9: vasca di restituzione: condizione di carico comb1 (SLU)

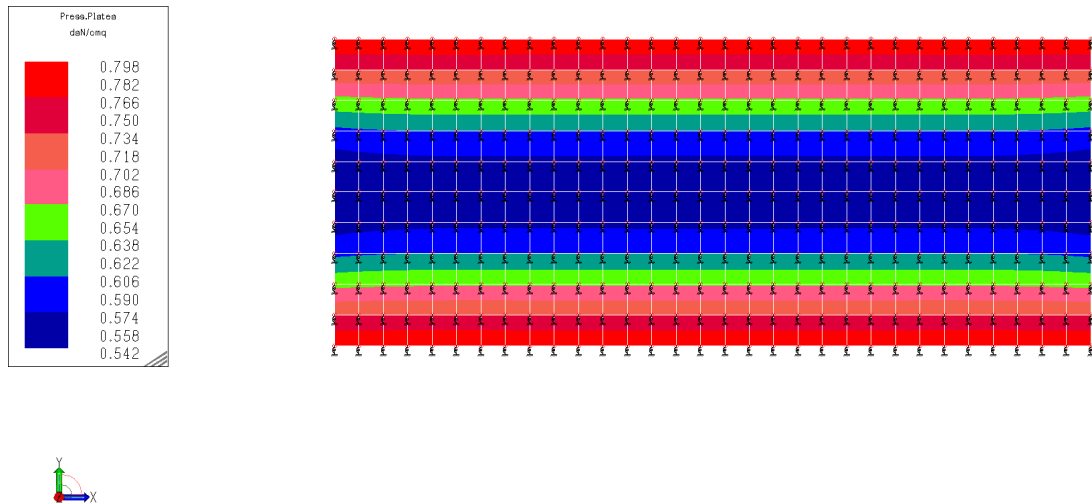


Figura 6.10: canale di scarico: condizione di carico quasi permanenti – pressione scaricata al suolo

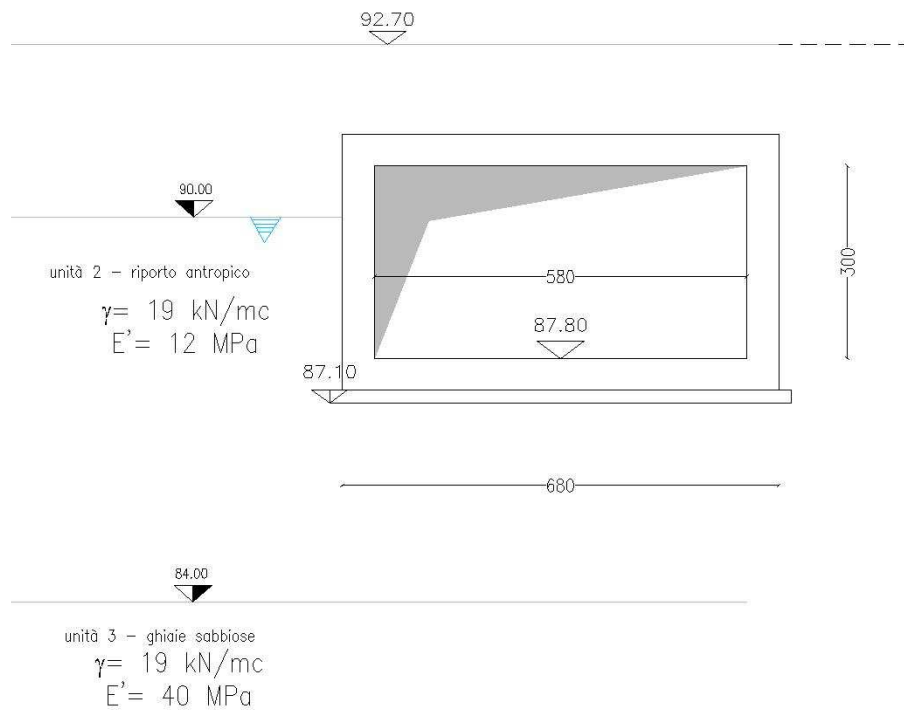


Figura 6.11: canale di scarico: stratigrafia di calcolo cedimenti – cap.portante

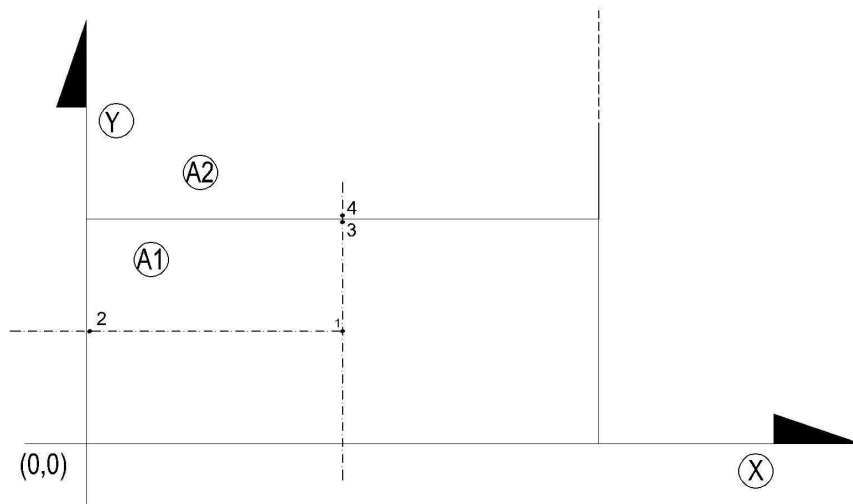


Figura 6.12: canale di scarico: planimetria direttrici di calcolo cedimento

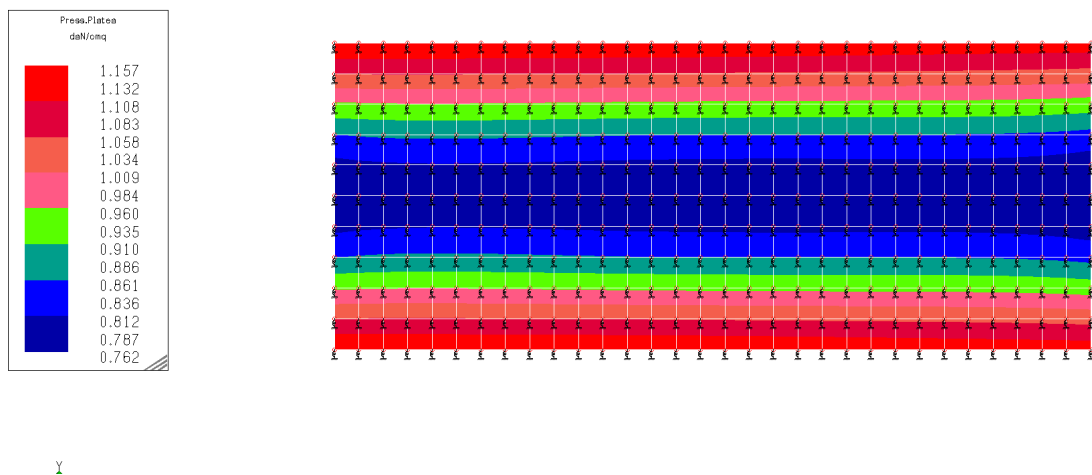


Figura 6.13: canale di scarico: inviluppo condizioni SLU – pressioni scaricata al suolo

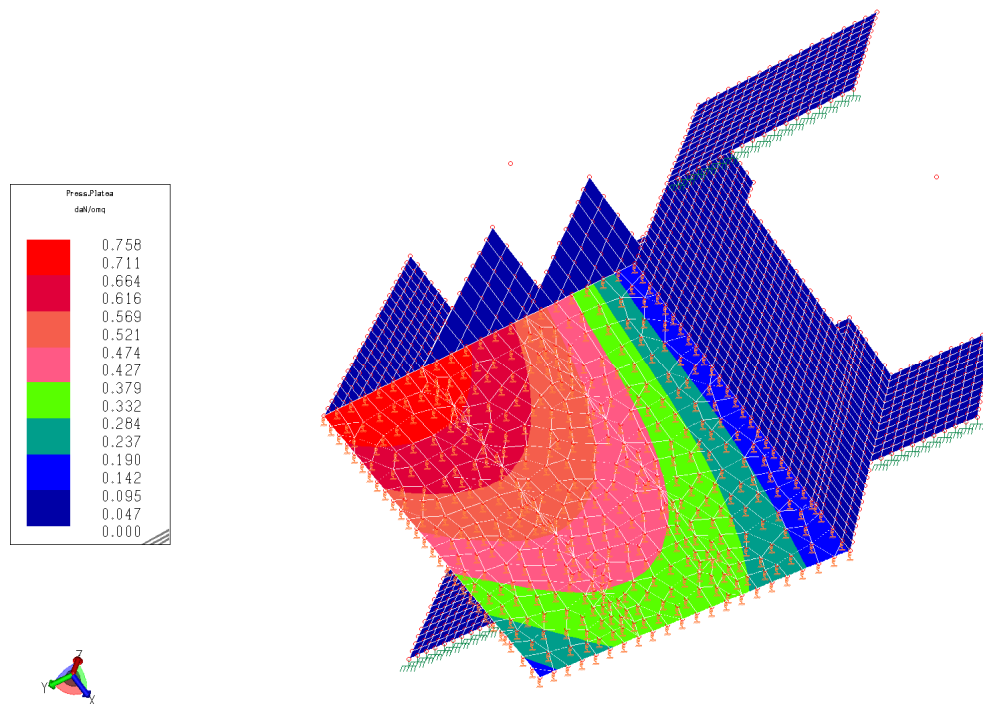


Figura 6.14: manufatto chiavica: condizione di carico quasi permanenti – pressione scaricata al suolo

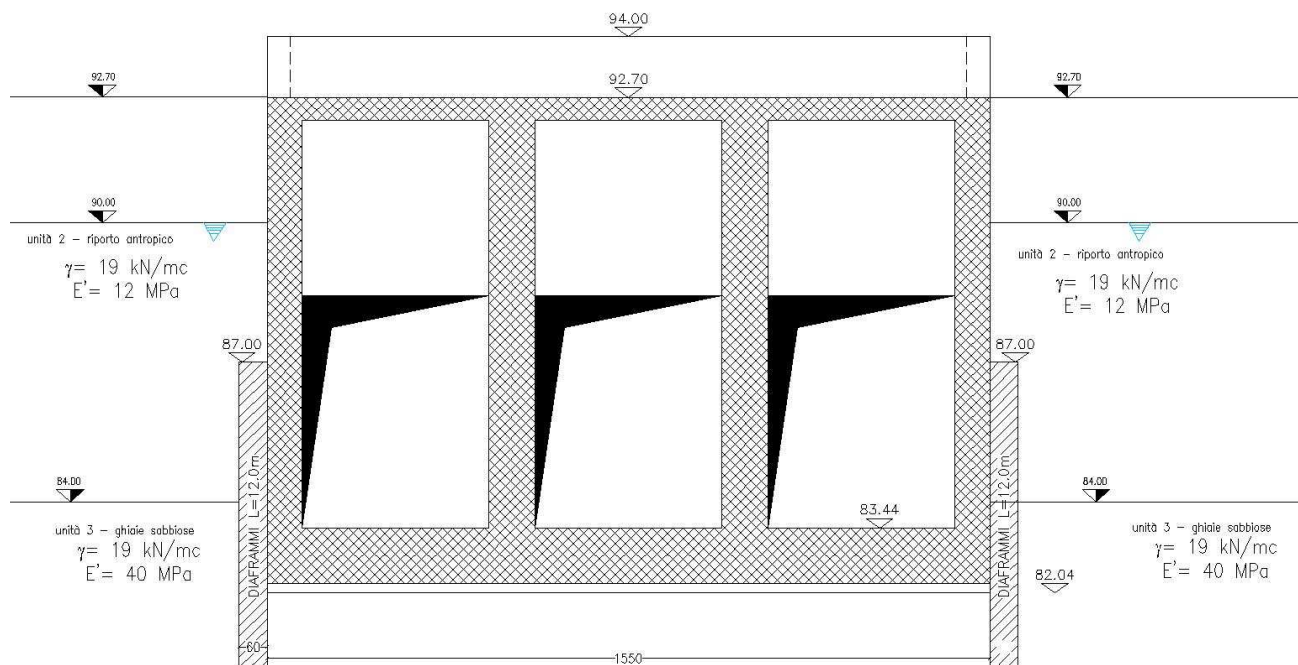
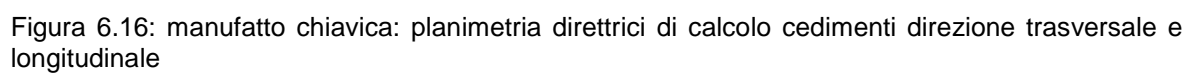


Figura 6.15: manufatto chiavica: stratigrafia di calcolo cedimenti – cap.portante



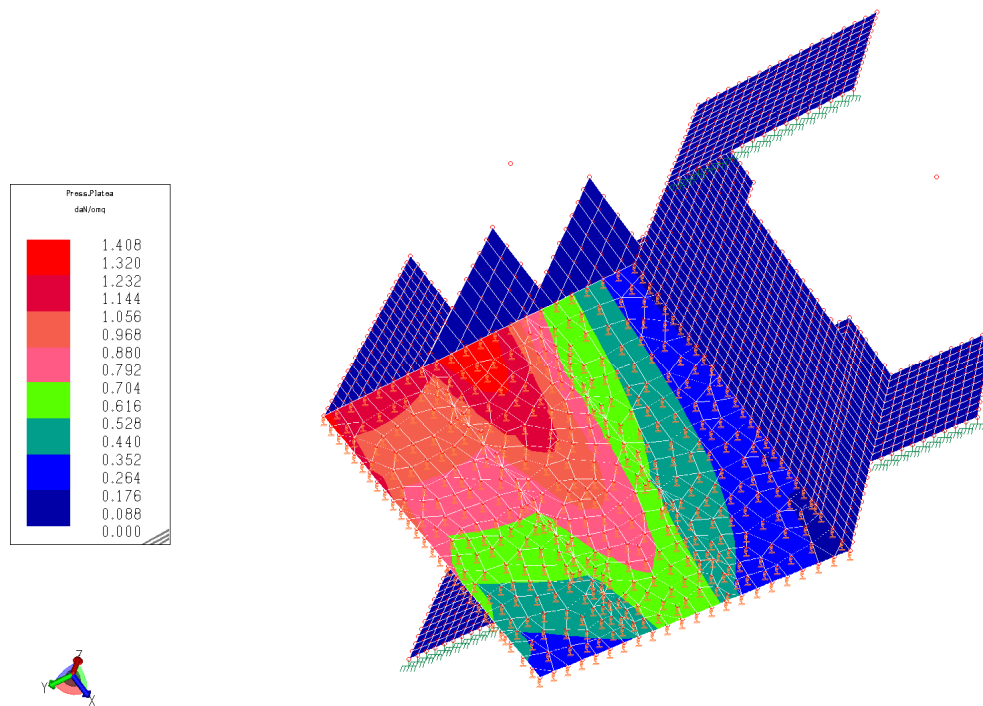


Figura 6.17: manufatto chiavica: involucro condizioni SLU – pressioni scaricata al suolo

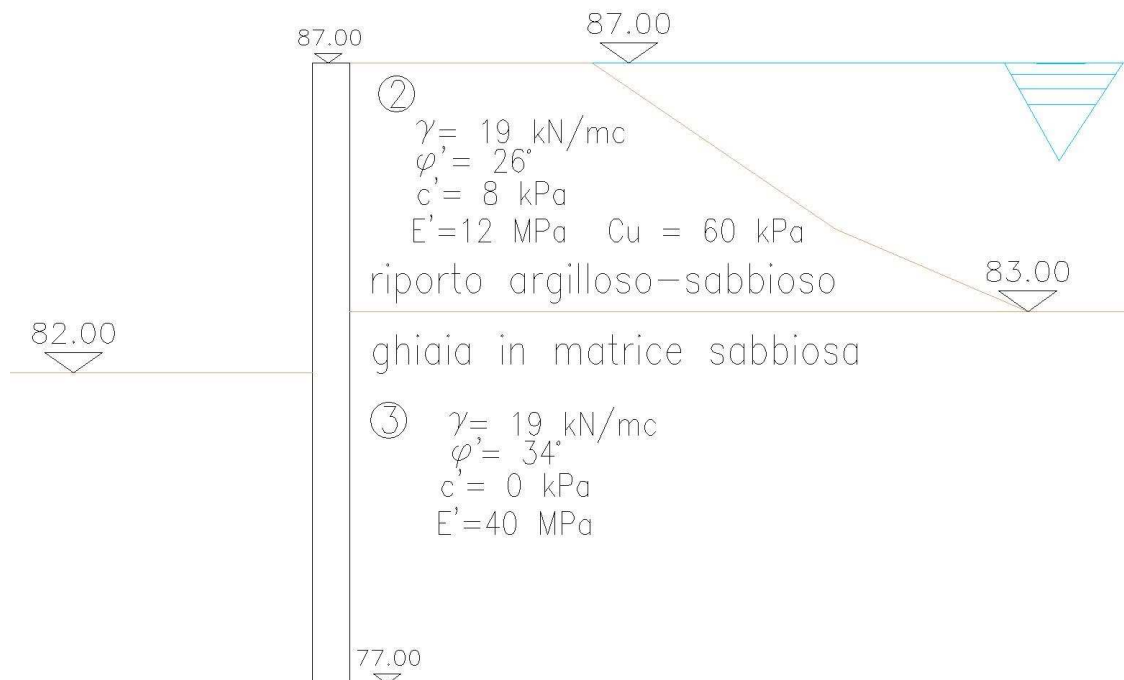


Figura 6.18: Rio Loreto – Chiavica – fase transitoria di scavo – schema di calcolo



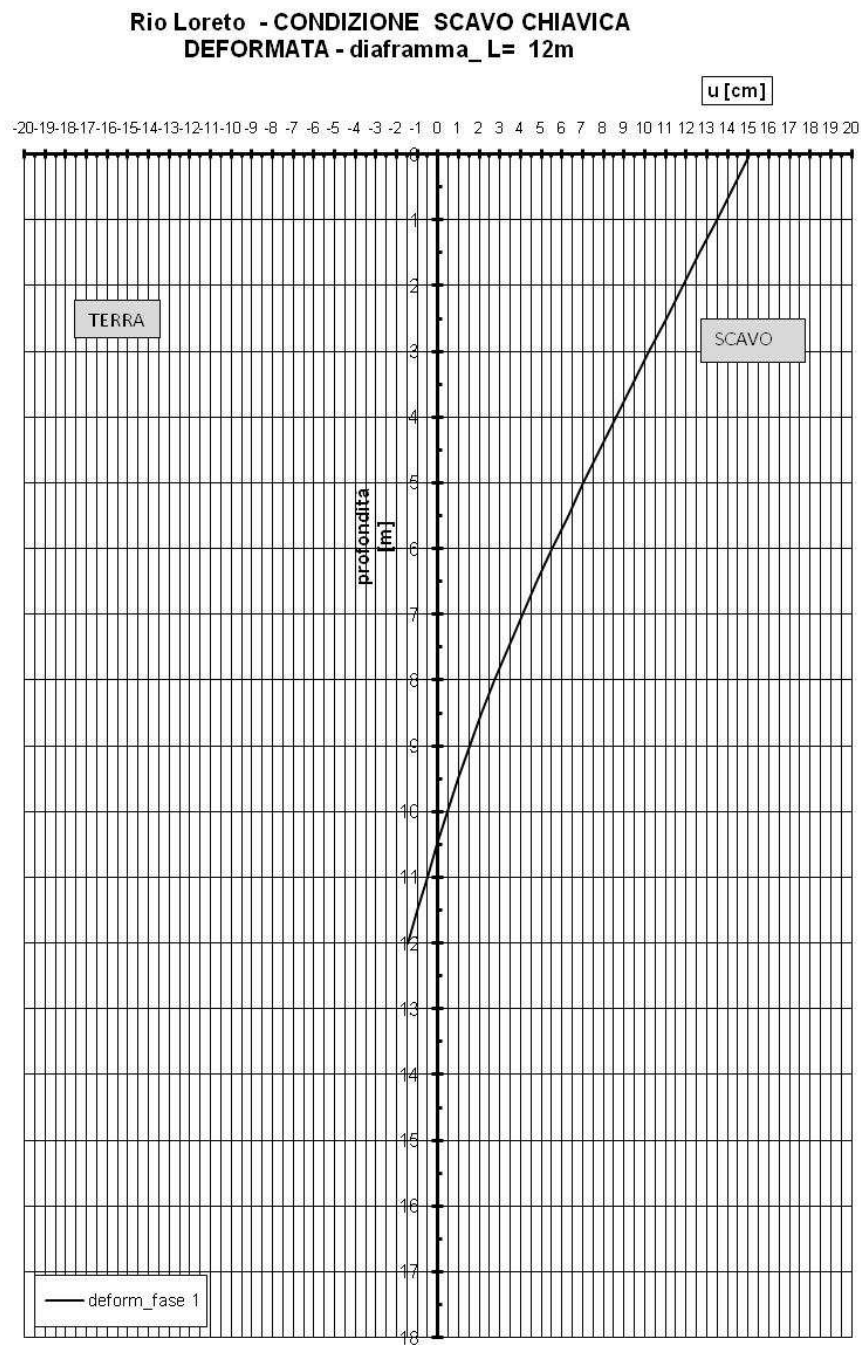


Figura 6.19: Rio Loreto – Chiavica – fase transitoria di scavo – deformata

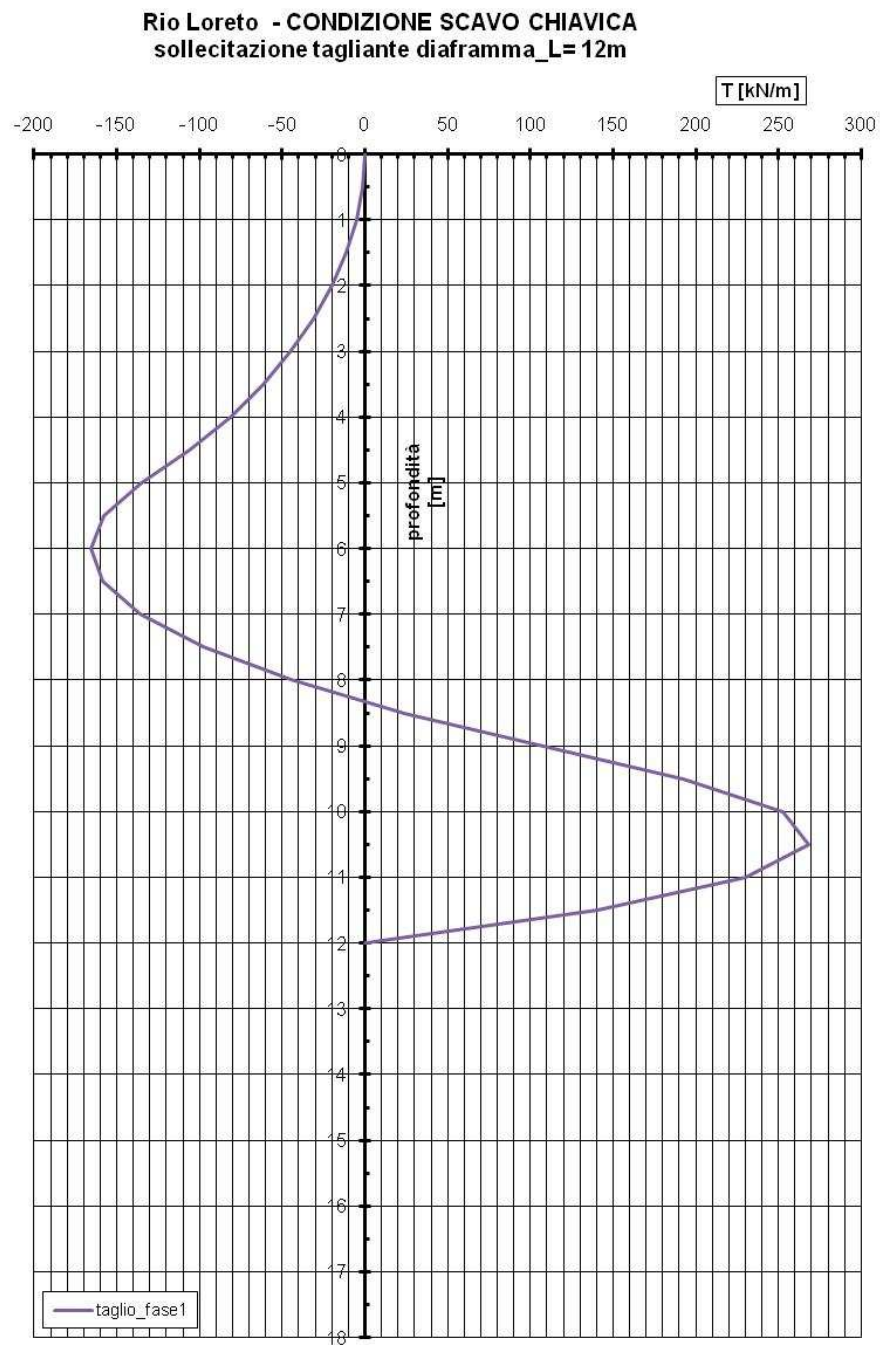


Figura 6.20: Rio Loreto – Chiavica – fase transitoria di scavo – andamento taglio

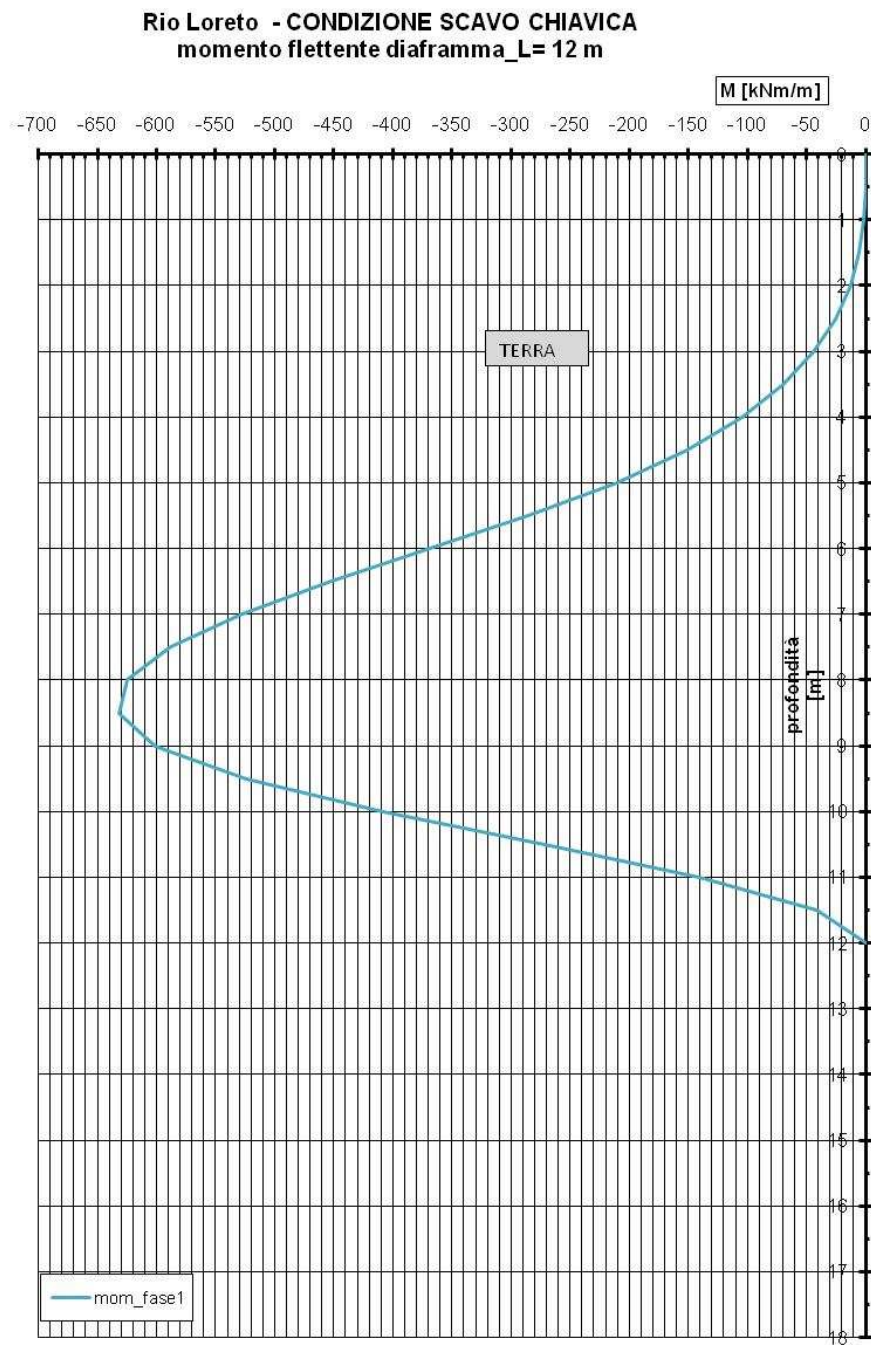


Figura 6.21: Rio Loreto – Chiavica – fase transitoria di scavo – andamento momento flettente

## 7. RILEVATI

### 7.1 Strada di servizio

Per il rilevato costituente la strada di servizio sono state condotte le seguenti analisi:

1. analisi dei cedimenti;
2. analisi di stabilità.

Per quanto riguarda l'analisi dei cedimenti la sezione trasversale del rilevato è stato modellato in 2 aree di carico che trasmettono al terreno pressioni equivalenti a quelle esercitate dallo stesso al terreno.

Si è fatto riferimento alla seguente altezza di rilevato stradale:

- $H_{ril} = 2.70$  m.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che la determinazione dei cedimenti è di fatto uno stato limite di esercizio).

Tabella 7.1: rilevato stradale – calcolo cedimenti – stratigrafia di calcolo

Profondità	Unità	Parametri geotecnici		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [kPa]	DESCRIZIONE
da 0 a 7.0 m	2	19.00	12000	RIPORTO ANTROPICO
oltre 7.0 m	3	19.00	40000	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Il calcolo è stato eseguito secondo i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.1), per una serie di strisce di carico illimitate la cui schematizzazione è rappresentata nella sezione trasversale di Figura 7.1.

La verifica di stabilità globale del complesso rilevato-terreno è stata condotta con riferimento allo schema tipologico che è schematizzabile nel modo seguente:

- scarpate con inclinazione pari a 1/2;
- larghezza sommitale pari a 5.00 m;

Le verifiche di stabilità sono state condotte per la seguente altezza di rilevato considerando i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.6):

$$H_{ril} = 2.70 \text{ m.}$$

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Sono state eseguite le seguenti verifiche:

- statica (sovraccarico in sommità  $q = 20 \cdot 1.3 = 26 \text{ kPa}$ );
- sismica (sovraccarico in sommità  $q = 20 \cdot 1 = 20 \text{ kPa}$ ).

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per l'analisi di stabilità.

Tabella 7.2: rilevato stradale – analisi stabilità – stratigrafia di calcolo

Unità	Parametri geotecnici (*)			
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	DESCRIZIONE
1	18.0	26	---	RILEVATO
2	19.0	19.5	6	RIPORTO ANTROPICO
3	19.0	26	---	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

(\*)NOTA: ai parametri geotecnici caratteristici sono stati applicati sia i coefficienti parziali che quello  $\gamma_R$  afferente alle resistenze come indicato nel paragrafo 2.2.6.

### 7.1.1 Cedimenti – risultati

Lo spessore di terreno compressibile, in asse al rilevato, è risultato pari a  $H_c \cong 9.00$  m.

Nella seguente Tabella 7.3 sono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 7.3: rilevato pista di servizio – cedimenti: Risultati del calcolo

Tipo cedimento		
	Cedimento in asse [cm]	Cedimento al piede [cm]
TOTALE	1.793	0.144

In Figura 7.2 è riportato il grafico relativo all'andamento dei cedimenti sulla sezione trasversale.

Si evidenzia che il cedimento massimo non si ha in corrispondenza dell'asse del rilevato (direttrice di calcolo n.14) ma esso è leggermente spostato in corrispondenza della direttrice n.12 in quanto il rilevato non è in questo caso simmetrico rispetto all'asse stesso.

I cedimenti sono nell'ordine dei due centimetri compatibili con l'utilizzo della stessa.

### 7.1.2 Stabilità – risultati

I risultati del calcolo sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 7.4: rilevato pista di servizio – stabilità: Risultati del calcolo

Tipo di analisi	Sovraccarico	F.S.	Riferimento grafico del calcolo
	[kPa]	[calcolato]	
statica	26.00	1.157	Figura 7.3
sismica	20.00	1.115	Figura 7.4

Il valore del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale risulta sempre superiore al valore di 1.0.

## 7.2 Rilevato edificio di servizio

Per il rilevato in corrispondenza dell'edificio servizi (vedasi Figura 7.5) sono state condotte le seguenti analisi:

1. analisi dei cedimenti;
2. analisi di stabilità.

Per quanto riguarda l'analisi dei cedimenti la sezione trasversale del rilevato è stato modellato in 2 aree di carico che trasmettono al terreno pressioni equivalenti a quelle esercitate dallo stesso al terreno.

Si è fatto riferimento alla seguente altezza di rilevato stradale:

- $H_{ril} = 2.70$  m.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che la determinazione dei cedimenti è di fatto uno stato limite di esercizio).

Tabella 7.5: rilevato edificio servizi – calcolo cedimenti – stratigrafia di calcolo

Profondità	Unità	Parametri geotecnici		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [kPa]	DESCRIZIONE
da 0 a 7.0 m	2	19.00	12000	RIPORTO ANTROPICO
oltre 7.0 m	3	19.00	40000	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Il calcolo è stato eseguito secondo i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.1), per una serie di strisce di carico illimitate la cui schematizzazione è rappresentata nella sezione trasversale di Figura 7.6.

La verifica di stabilità globale del complesso rilevato-terreno è stata condotta con riferimento allo schema tipologico che è schematizzabile nel modo seguente:

- scarpate con inclinazione pari a 1/2;
- larghezza sommitale pari a 24.00 m;

Le verifiche di stabilità sono state condotte per la seguente altezza di rilevato considerando i criteri illustrati in precedenza (paragrafo 2.2.6) in corrispondenza della sezione indicata in Figura 7.8 che considerando le risultanze delle indagini più prossime presenta uno spessore di riporto antropico maggiore (sondaggio S2 – 2010 AIPO):

$$H_{ril} = 2.70 \text{ m.}$$

Cautelativamente la falda è stata considerata a piano campagna a quota circa 90.00 m s.l.m.

Sono state eseguite le seguenti verifiche:

- statica (sovraccarico in sommità  $q = 20 \cdot 1.3 = 26 \text{ kPa}$ );
- sismica (sovraccarico in sommità  $q = 20 \cdot 1 = 20 \text{ kPa}$ ).

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia di riferimento ed i parametri di calcolo adottati per l'analisi di stabilità.

Tabella 7.6: rilevato edificio servizi – analisi stabilità – stratigrafia di calcolo

Unità	Parametri geotecnici (*)			
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	DESCRIZIONE
1	18.0	26	---	RILEVATO
2	19.0	19.5	6	RIPORTO ANTROPICO
3	19.0	26	---	GHIAIA IN MATRICE SABBIOSA

(\*)NOTA: ai parametri geotecnici caratteristici sono stati applicati sia i coefficienti parziali che quello  $\gamma_R$  afferente alle resistenze come indicato nel paragrafo 2.2.6.



### 7.2.1 Cedimenti – risultati

Lo spessore di terreno compressibile, in asse al rilevato, è risultato pari a  $H_c \cong 15.00$  m.

Nella seguente Tabella 7.7 sono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 7.7: rilevato edificio servizi – cedimenti: Risultati del calcolo

Tipo cedimento		
	Cedimento in asse [cm]	Cedimento al piede [cm]
TOTALE	2.449	0.158

In Figura 7.7 è riportato il grafico relativo all'andamento dei cedimenti sulla sezione trasversale.

Si evidenzia che il cedimento massimo non si ha in corrispondenza dell'asse del rilevato (direttrice di calcolo n.21) ma esso è leggermente spostato in corrispondenza della direttrice n.19 in quanto il rilevato non è in questo caso simmetrico rispetto all'asse stesso.

I cedimenti sono nell'ordine dei due ÷ tre centimetri compatibili con l'utilizzo del rilevato.

### 7.2.2 Stabilità - risultati

I risultati del calcolo sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 7.8: rilevato edificio servizi – stabilità: Risultati del calcolo

Tipo di analisi	Sovraccarico	F.S.	Riferimento grafico del calcolo
	[kPa]	[calcolato]	
statica	26.00	1.447	Figura 7.9
sismica	20.00	1.357	Figura 7.10

Il valore del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale risulta sempre superiore al valore di 1.0.

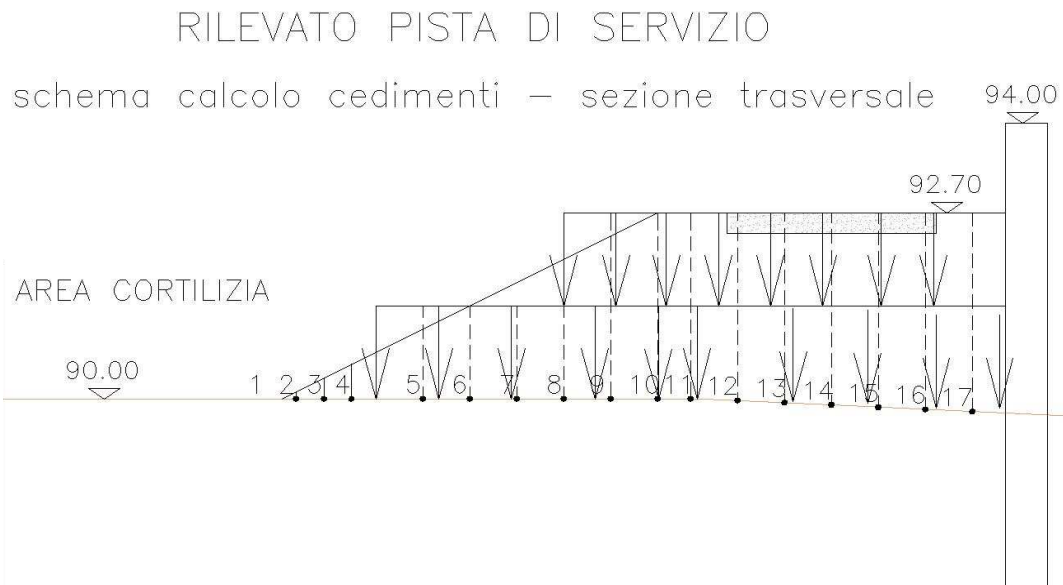
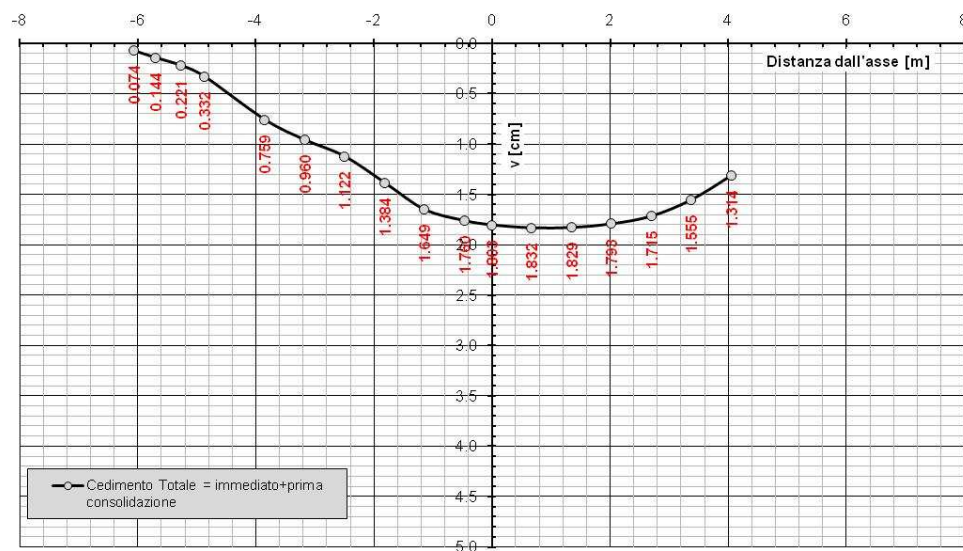


Figura 7.1: rilevato pista di servizio – schematizzazione trasversale e indicazione dei punti di calcolo dei cedimenti



Rio Loreto - Rilevato pista di servizio - CEDIMENTO TRASVERSALE

Figura 7.2: : rilevato pista di servizio – andamento cedimenti sezione trasversale (non in scala)

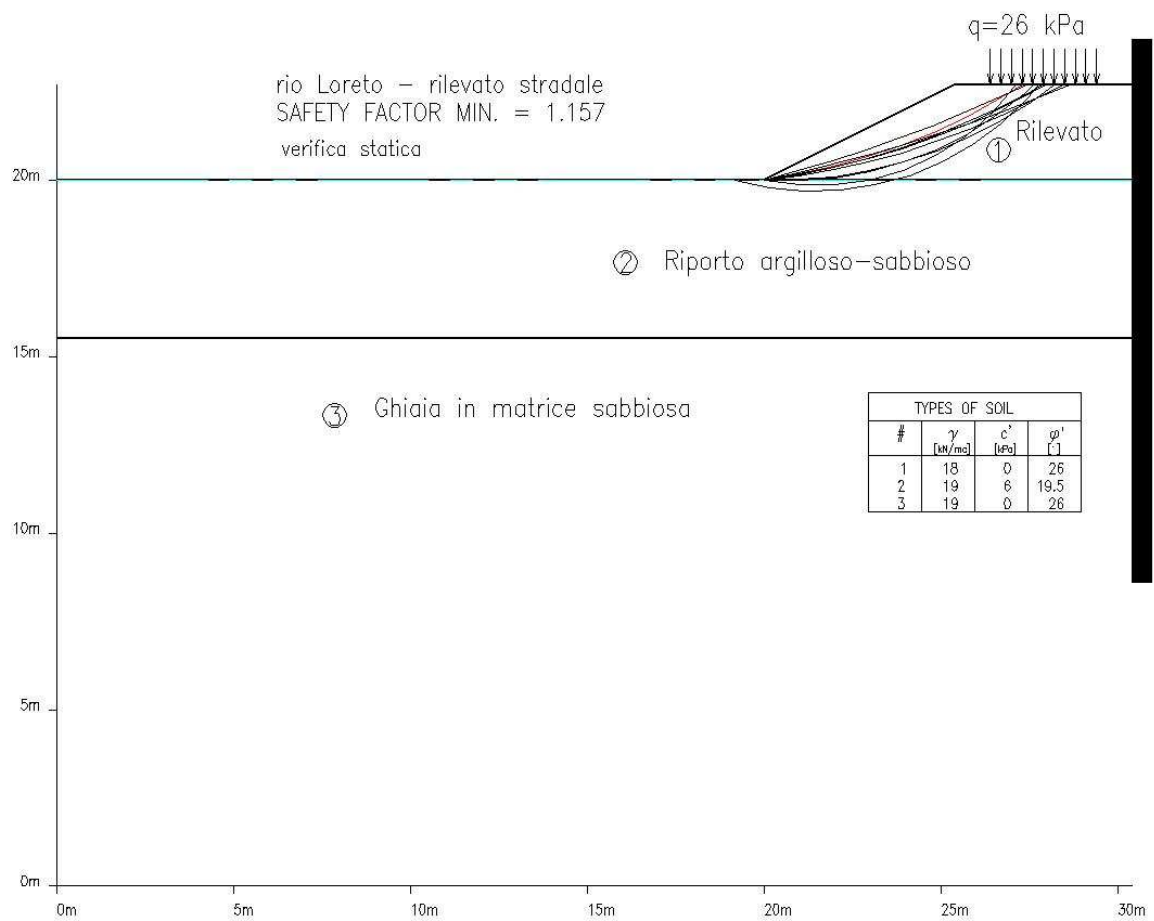


Figura 7.3: rilevato pista di servizio – analisi di stabilità – verifica statica (non in scala)

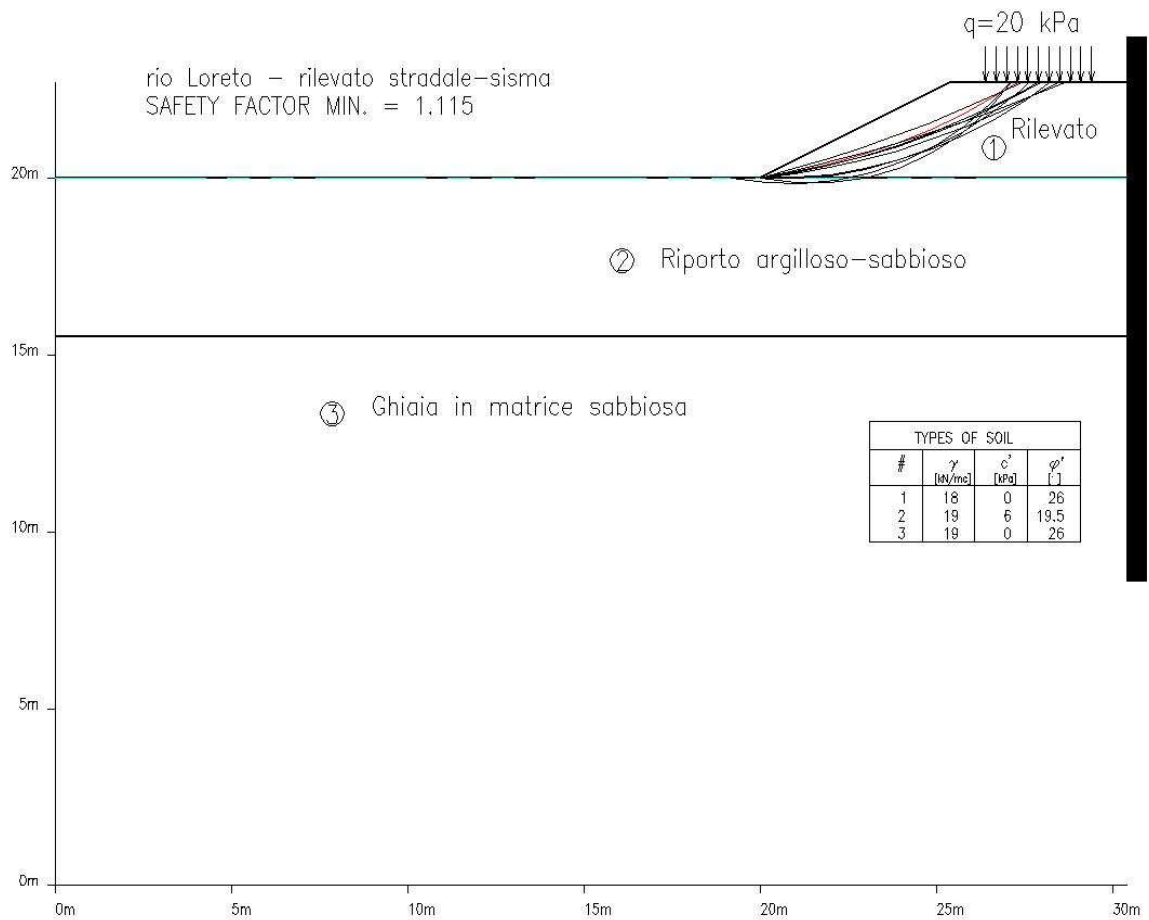


Figura 7.4; rilevato pista di servizio – analisi di stabilità – verifica sismica (non in scala)

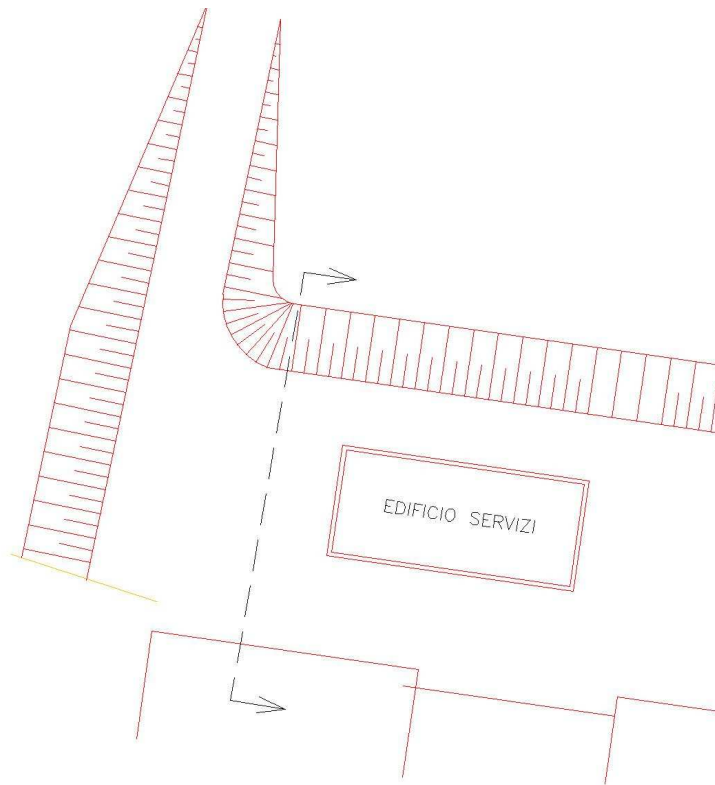


Figura 7.5: rilievo edificio servizi – indicazione sezione per analisi dei cedimenti

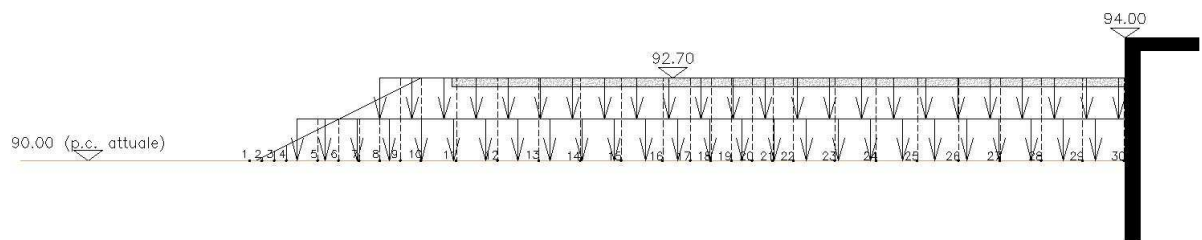
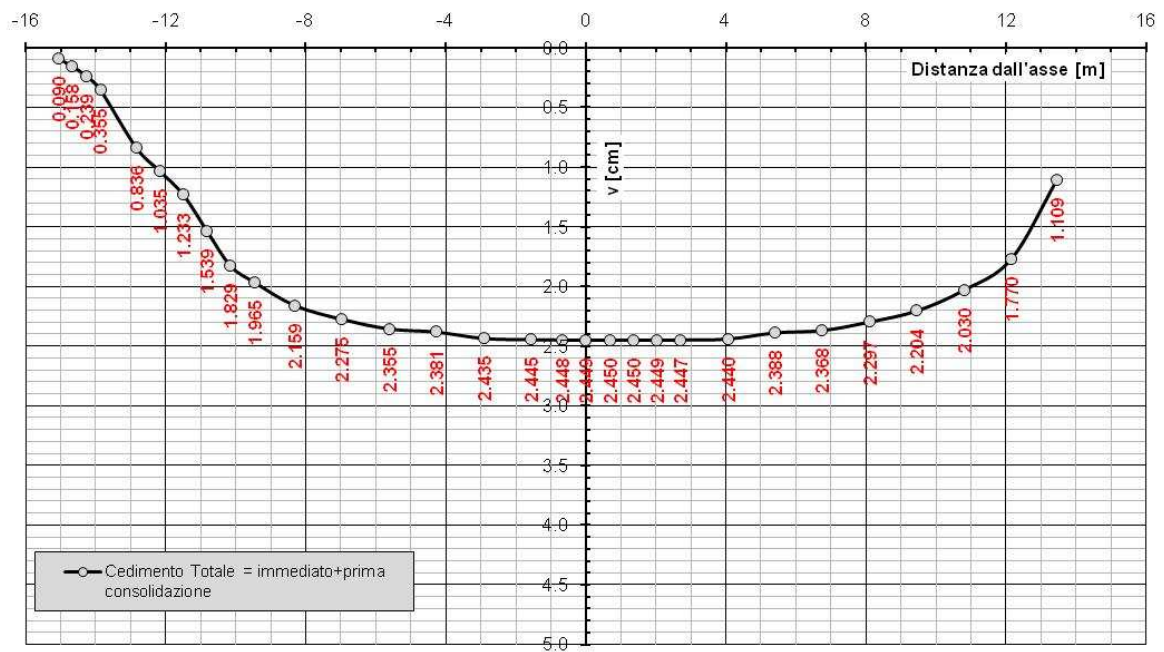


Figura 7.6: rilievo edificio servizi – schematizzazione trasversale e indicazione dei punti di calcolo dei cedimenti



Rio Loreto - Rilevato edificio servizi - CEDIMENTO TRASVERSALE

Figura 7.7: rilevato edificio servizi – andamento cedimenti sezione trasversale (non in scala)

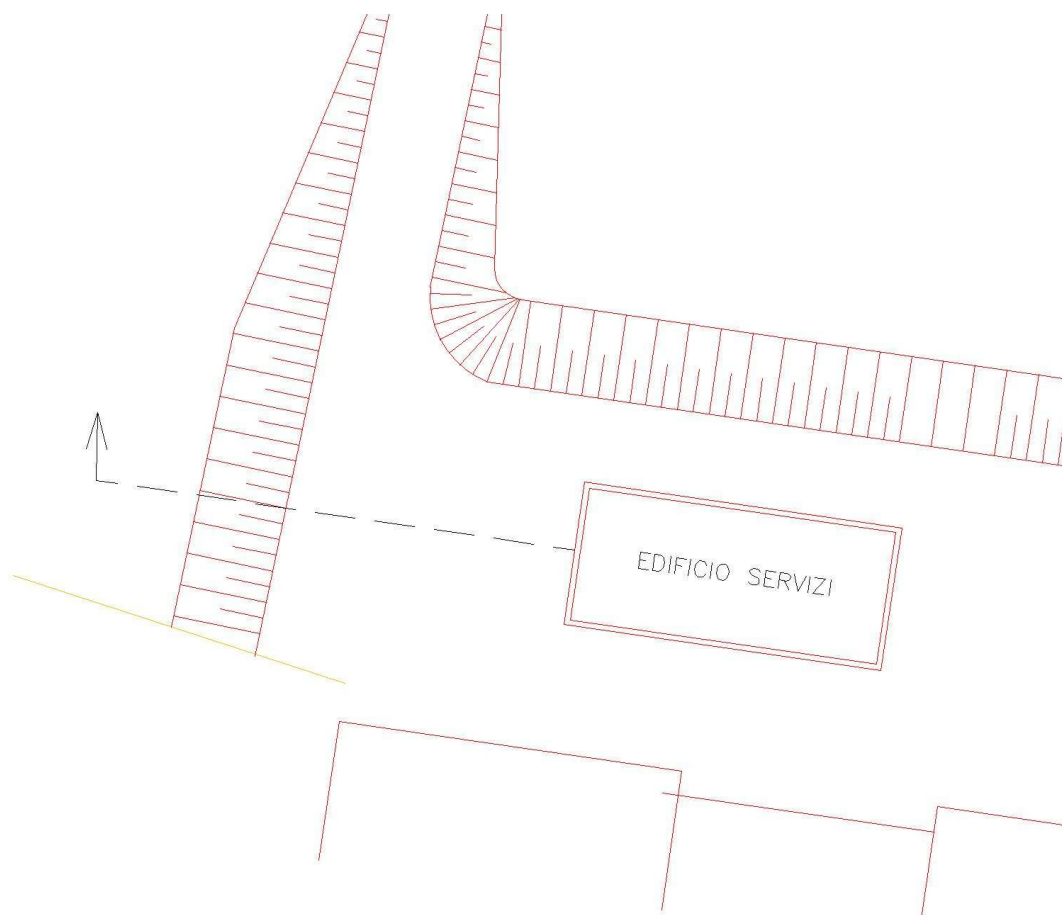


Figura 7.8: rilevato edificio servizi – indicazione sezione per analisi di stabilità

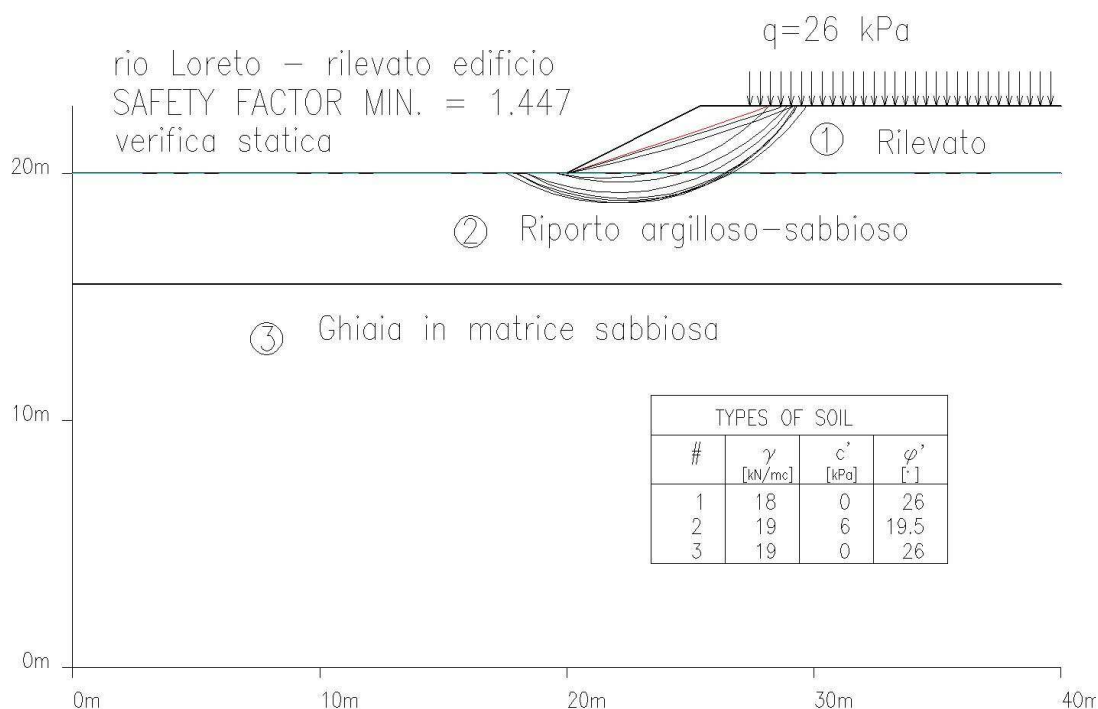


Figura 7.9: rilevato edificio di servizio – analisi di stabilità – verifica statica (non in scala)

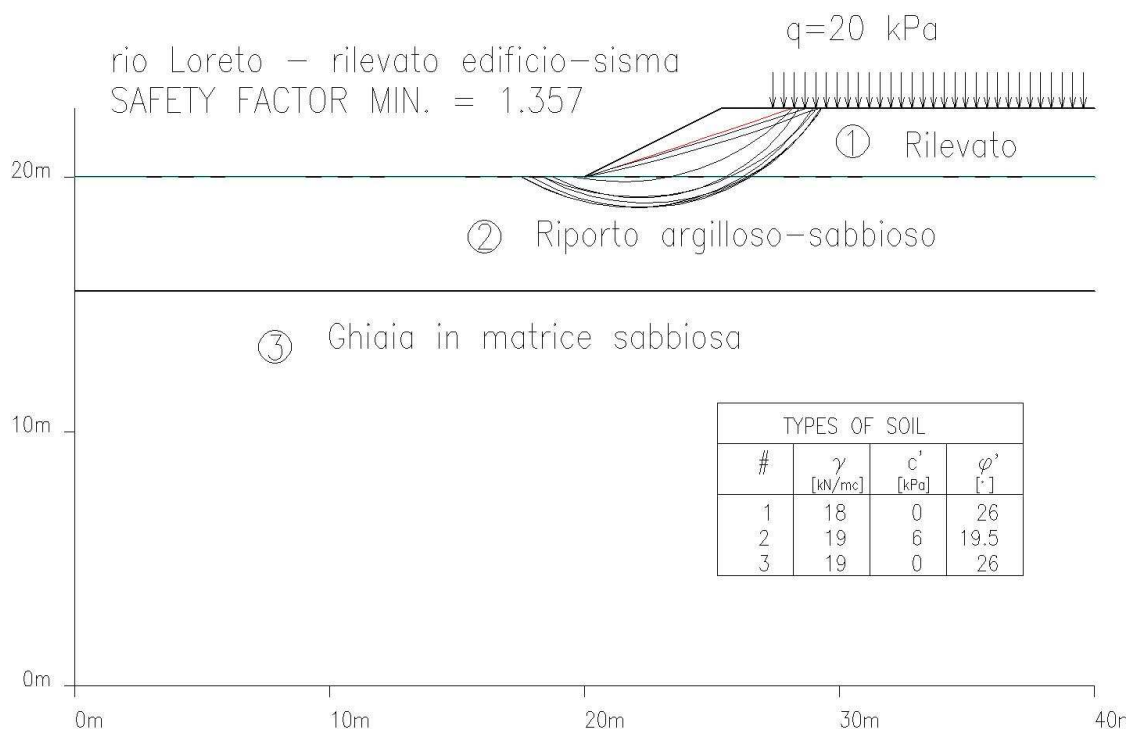


Figura 7.10: rilevato edificio di servizio – analisi di stabilità – verifica sismica (non in scala)