COMUNE DI DOMICELLA

PROVINCIA DI AVELLINO

ADEGUAMENTO E COMPLETAMENTO DELLA RETE FOGNARIA CITTADINA

- PROGETTO ESECUTIVO - 3°LOTTO

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Paolo Minucci Bencivenga

Cod. progetto P122 quater/14	Data	Redatto	Verif.	Approv.	*Descrizione della revisione*	Rev.
	10/02	*RAN*	*AGI*	*ALI*	*EMISSIONE PER APPROVAZIONE*	0
	01/14	*NAP*	*COT*	*COT*	*EMISSIONE PER AGGIORNAMENTO*	1
Data GENNAIO 2014						2
						3

Elaborato n°

TD.04

Scala

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

STRUTTURA DI SUPPORTO:

S.R.L.

ingegneria per l'ambiente

Questo elaborato è di nostra proprietà e non potrà essere riprodotto o ceduto a terzi senza la preventiva autorizzazione.

INDICE

1. PREMESSA 3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 4
3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO – VIA VOLPICELLI 5
3.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA 5
3.2 DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO E SCHEMA STRUTTURALE 6
3.3 STABILITÀ ALLO SCORRIMENTO 6
3.4 STABILITÀ AL RIBALTAMENTO 7
3.5 STABILITÀ ALLO SCHIACCIAMENTO 8
3.6 ANALISI DI STABILITÀ INTERNA 10
3.7 CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE 11
3.8 TABULATI CALCOLO 13
4. DIMENSIONAMENTO VASCA DI INTRAPPOLAMENTO – VIA FOSSATO 30
4.1 DESCRIZIONE OPERA 30
4.2 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO 33
4.3 TERRENO DI FONDAZIONE 35
4.4 ANALISI DEI CARICHI 36
4.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 36
4.6 METODO DI ANALISI 43
4.7 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI 44
4.8 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA 45
4.9 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI 45
4.10 AZIONI SULLA STRUTTURA 45
4.11 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA 46
4.12 STATO LIMITE DI DANNO 49
4.13 STATO LIMITE DI ESERCIZIO 50
4.14 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO 52
4.15 SISTEMA DI RIFERIMENTO 54
4.16 MODELLO DI CALCOLO 59
4.17 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 61

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica è stata elaborata secondo quanto specificato nell'art. 33 "*Documenti componenti il progetto esecutivo*", e come dettagliato nell'art.37 "*Calcoli esecutivi delle strutture e degli impianti*" del D.P.R. 207/2010.

In particolare, le opere strutturali che ricadono nella progettazione di cui all'oggetto riguardano, come descritto nella Relazione generale, la realizzazione di muri di sottoscarpa e controripa che definiscono la strada via Volpicelli oggetto di intervento e la realizzazione della vasca di intrappolamento dei sedimenti in via Fossato.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

  ”Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

  ”Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

  Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

  ”Norme tecniche per le Costruzioni”

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

  “Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO – VIA VOLPICELLI

3.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Ai margini della sede stradale saranno realizzate quattro diverse tipologie di muretti di contenimento in cls, adeguatamente dimensionati, sia di sottoscarpa che di controripa, avente un'altezza variabili tra 2.00 e 1.90 metri e spessore costante di 20 cm.

Si adotterà una schematizzazione a mensola incastrata al piede della fondazione superficiale, e soggetta all'azione dei carichi esterni, dovuti al peso proprio delle parti strutturali, al peso del terreno di ricoprimento, nonché alle azioni orizzontali, dovute alla spinta del terreno a monte del paramento murario, alle azioni del vento ed a quelle simiche, nonché alle reazioni del terreno di fondazione.

Descrizione Muro "Tipo 1":
Altezza del paramento 1,20 m
Spessore in sommità 0,20 m
Fondazione
Lunghezza mensola fondazione di monte 1,00 m
Lunghezza totale fondazione 1,20 m
Spessore fondazione 0,40 m

Descrizione Muro "Tipo 2":
Altezza del paramento 1,50 m
Spessore in sommità 0,20 m
Fondazione
Lunghezza mensola fondazione di monte 0,95 m
Lunghezza totale fondazione 1,20 m
Spessore fondazione 0,40 m

Descrizione Muro "Tipo 3":
Altezza del paramento 0,55 m
Spessore in sommità 0,20 m
Fondazione
Lunghezza mensola fondazione di monte 0,55 m
Lunghezza totale fondazione 0,75 m
Spessore fondazione 0,40 m

Descrizione Muro "Tipo 4":
Altezza del paramento 0,40 m
Spessore in sommità 0,20 m
Fondazione
Lunghezza mensola fondazione di monte 0,40 m
Lunghezza totale fondazione 0,6 m
Spessore fondazione 0,40 m

3.2 DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO E SCHEMA STRUTTURALE

La risultante tra la spinta del terrapieno, l'incremento di spinta dovuto al sisma, ed il peso proprio dell'opera di sostegno rappresenta l'azione che sollecita l'opera stessa e può essere causa di fenomeni di instabilità.

E' necessario dunque eseguire verifiche di sicurezza della struttura di sostegno contro i diversi fenomeni di instabilità:

1. Scorrimento della base;

2. Ribaltamento;

3. Schiacciamento della fondazione;

4. Stabilità generale dell'ammasso;

5. Stabilità interna della struttura.

3.3 STABILITÀ ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento si effettua confrontando la forza di resistenza disponibile alla base del muro. con la forza che provoca instabilità della struttura.

Quest'ultima si determina a partire dall'equilibrio delle forze agenti sul muro di sostegno.

Le forze che agiscono sul muro sono:

1. Spinta attiva provocata dal terrapieno Pa,
2. Spinta passiva disponibile Pp,
3. Peso proprio del muro Wg
4. Forza normale agente sulla base N,

5. Forza resistente tangente alla base T.

6. Le forze di inerzia si ottengono moltiplicando il peso della struttura per i coefficienti di accelerazione verticale kv e orizzontale kh.

La forza resistente disponibile è data da:

$$T=N*tg\phi+c*B$$

dove ϕ è l'angolo di attrito tra il suolo di fondazione e la base, e B è la larghezza della base.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato quindi dall'espressione:

$$F_s = \frac{P_{ph} + T}{P_{ah}}$$

dove P_{ah} e P_{ph} sono le componenti della spinta attiva e passiva nella direzione di scorrimento. La verifica è soddisfatta se Fs ≥ 1,3.

3.4 STABILITÀ AL RIBALTAMENTO

La stabilità al ribaltamento della struttura si verifica attraverso il confronto tra i momenti delle forze attive stabilizzanti Mr e i momenti delle forze attive di ribaltamento Mo.

Questi momenti si calcolano rispetto filo inferiore di valle della fondazione dell'opera di sostegno che rappresenta il punto di rotazione al ribaltamento.

Le forze che contribuiscono alla stabilizzazione sono:

- ***Peso proprio della struttura,***
- ***Spinta passiva,***
- ***Carichi applicati sul muro.***

Le forze di inerzia provocate dall'effetto sismico e le sottopressioni che intervengono quando il muro è parzialmente sommerso, si considerano nel peso proprio, nel senso che diminuiscono il momento stabilizzante.

Il momento di ribaltamento è somma di tre contributi:

• il momento dovuto alla spinta attiva agente sul muro;

• il momento dovuto all'incremento di spinta del terreno in presenza di sisma;
• il momento dovuto alle forze di inerzia cui è soggetta l'opera di sostegno in presenza di sisma.

Il coefficiente di sicurezza contro il ribaltamento è quindi calcolato come rapporto tra la sommatoria dei momenti stabilizzanti e la sommatoria dei momenti destabilizzanti, calcolati come prodotto di ogni forza per la relativa distanza dal filo inferiore di valle della fondazione.

$$F_o = \frac{\sum M_r}{\sum M_o}$$

La verifica è soddisfatta se $F_0 \geq 1{,}5$.

3.5 STABILITÀ ALLO SCHIACCIAMENTO

Per il calcolo delle pressioni agenti sulla fondazione della struttura, si determina innanzitutto il punto di applicazione della forza normale N (componente verticale della risultante delle azioni agenti sull'opera di sostegno).
Dall'equilibrio dei momenti rispetto al filo inferiore di valle della fondazione, risulta:

$$d = \frac{M_r - M_o}{N}$$

dove Mr e Mo sono dedotti dalla verifica al ribaltamento, e *d* è la distanza tra il punto di applicazione di N e filo inferiore esterno della fondazione.

Questa forza normale è la risultante delle pressioni normali che agiscono sulla base della struttura di sostegno. Per poter determinare queste pressioni deve essere noto il modo in cui sono distribuite.
Normalmente si ammette una loro distribuzione lineare, per cui i loro valori massimo e minimo si troveranno agli estremi della base della struttura e saranno dati da:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$$
$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$$

dove e è l'eccentricità della forza normale N per e≤B/6.

Nel caso che e>B/6, per la distribuzione delle pressioni, si verifica la parzializzazione della sezione.
La sezione reagente in questo caso ha una larghezza pari a 3d e dunque il valore della pressione massima s max è pari a:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d}$$

Il valore delle pressioni agenti sulla fondazione deve essere confrontato con la pressione massima ammissibile del terreno di fondazione.
Il carico limite del terreno di fondazione viene calcolata ricorrendo alla formula di Brinch-Hansen:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot D_c \cdot S_c \cdot I_c \cdot B_c \cdot E_c \cdot V_c + q \cdot N_q \cdot D_q \cdot S_q \cdot I_q \cdot B_q \cdot E_q \cdot V_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot D_\gamma \cdot S_\gamma \cdot I_\gamma \cdot B_\gamma \cdot E_\gamma \cdot V_\gamma$$

dove

γ_1= peso di volume sopra il piano di posa;

γ_2= peso di volume sotto il piano di posa;

B : larghezza della fondazione (lato corto);

D : profondità di posa della fondazione;

C : coesione;

N γ ,Nc,Nq : coefficienti adimensionali di portanza funzione dell'angolo di attrito;

S γ , Sc, Sq : fattori di forma della fondazione;

I γ , Ic, Iq : fattori che portano in conto l'inclinazione del carico;

B γ , Bc, Bq : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

D γ , Dc, Dq : fattori dipendenti dalla profondità del piane di posa;

E γ , Ec, Eq : fattori di sismicità;

V γ , Vc, Vq : fattori di punzonamento.

La pressione massima ammissibile sul terreno di fondazione è data da:

$$\sigma_{adm} = \frac{Q_{lim}}{2}$$

3.6 ANALISI DI STABILITÀ INTERNA

Oltre alle precedenti verifiche, la struttura di sostegno deve anche essere verificata contro la possibilità di rottura interna, essendo sottoposta a sforzi interni provocati dalla spinta e dai sovraccarichi direttamente applicati.
Nel caso dei muri in gabbioni si dovrà verificare in ogni sezione che non si abbia a verificare lo scorrimento degli elementi sovrastanti su quelli sottostanti.
Per questa analisi si determina la spinta attiva che agisce sulla porzione di muro al di sopra della sezione analizzata, utilizzando gli stessi procedimenti già descritti.
Successivamente si calcolano le tensioni di taglio e normali massime agenti sulla sezione, servendosi dell'equilibrio delle forze e dei momenti.
La tensione di taglio sarà :

$$\tau = \frac{T}{B}$$

e la tensione normale massima:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{2 \cdot d}$$

dove B è la larghezza della gabbionata in corrispondenza della sezione analizzata e T, N e d , si ricavano dagli equilibri delle forze e dei momenti.

Nel caso di specie, i valori ammissibili per le tensioni di taglio e normali sono stati ricavati con formule empiriche tratte dalla sperimentazione di una casa costruttrice di scatole metalliche per gabbionate:

$$\tau_{amm} = N \cdot tg\varphi^* + c_g;$$
$$\sigma_{amm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 \quad \text{(espresso in t/m}^2\text{)}$$

dove:

$$\varphi^* = 25 \cdot \gamma_g - 10°;$$
$$c_g = 0{,}3 \cdot P_u - 0{,}5 \quad \text{(espresso in t/m}^2\text{)}$$

In queste espressioni γg è il peso dell'unità di volume dei gabbioni pari a

$$\gamma_g = \gamma_s * (1-n)$$

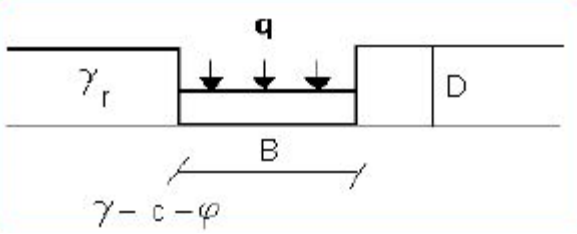
e Pu è il peso del gabbione espresso in kg/m3. Quest'ultimo si determina in funzione della trazione ammissibile nella gabbia metallica Tmax in base alla tabella seguente:

Tmax	3.0	3.4	3.5	4.0	4.2	4.3	4.5	4 7	5.3
Pu(a)	8.5	11.2	11.0	11.0	12.3	11.8	14.3	15.2	15.0
Pu(b)	5.55	7.85	7.25	8.2	8.2	8.4	10.5	10.3	10.5

In questa tabella, costruita in base ai valori medi della produzione di gabbioni, i valori di Pu(a) si riferiscono a gabbioni di 0,50 m di altezza e quelli di Pu(b) si riferiscono a gabbioni di 1,00 m di altezza.

3.7 CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Consideriamo il seguente schema:



Il terreno compreso tra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno, (tra le profondità 0 e D), viene considerato come un vero sovraccarico pari a gr * D, essendo gr il peso dell'unità di volume.

Il terreno sotto il piano di posa della fondazione, è caratterizzato, dal peso dell'unità di volume g , e dai parametri geotecnica che ne caratterizzano la resistenza meccanica, ossia coesione c' ed angolo di attrito f.

La formula adottata per il calcolo del carico limite, è la seguente:

$$q_{lim} = g_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q + c' * Nc * s_c * d_c * i_c + 0{,}5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g \quad (1)$$

I parametri che compaiono nella suddetta formula sono:

- gr = peso dell'unità di volume del terreno di riporto;
- D = approfondimento della fondazione;
- Nq – Nc – Ng = coefficienti di fondazione calcolati con il metodo di Meyerhof;
- Sq – Sc – Sg = fattori di forma (Meyerhof);
- dq – dc – dg = fattori di profondità (Meyerhof);
- iq – ic – ig = fattori di inclinazione del carico (Meyerhof).

La formula sopradescritta calcola la capacità portante del substrato di fondazione considerando il terreno omogeneo ed isotropo nell'ipotesi di rottura generale, assumendo un comportamento del terreno di tipo rigido plastico a lungo termine (condizioni drenate).

3.8 TABULATI CALCOLO

Muro		
D A T I T E R R A P I E N O		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	1,55	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0,00	m
Inclinazione terreno a valle (positivo se scende verso valle):	0	°
Numero del primo strato di terreno impermeabile:	0	
Numero dello strato corrispondente al terrapieno a valle:	0	
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	15	°
Adesione tra fondazione e terreno	0,00	Kg/cmq

DATI FALDA MURO

A L T E Z Z E D I F A L D A		
Combin. carico	Profondita' livello di falda rispetto alla testa del muro a monte	a valle
1	10,00 m	10,00 m

DATI STRATIGR. MURO

S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O		
S T R A T O n. 1 :		
Spessore dello strato:	5,00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	28	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	18	°
Coesione del terreno:	0,00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di falda:	1600	Kg/mc
Angolo di attrito interno del terreno in condizioni non drenate:	12	°
Angolo di attrito tra terreno e muro in condizioni non drenate:	9	°
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc

DATI TERRAPIENO MURO

Muro		
D A T I T E R R A P I E N O		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	1,40	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0,00	m
Inclinazione terreno a valle (positivo se scende verso valle):	0	°
Numero del primo strato di terreno impermeabile:	0	
Numero dello strato corrispondente al terrapieno a valle:	0	
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	28	°
Adesione tra fondazione e terreno	16,00	Kg/cmq

DATI TERRAPIENO MURO

Muro

D A T I T E R R A P I E N O

Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	0,80	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0,00	m
Inclinazione terreno a valle (positivo se scende verso valle):	0	°
Numero del primo strato di terreno impermeabile:	0	
Numero dello strato corrispondente al terrapieno a valle:	0	
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	28	°
Adesione tra fondazione e terreno	16,00	Kg/cmq

DATI TERRAPIENO MURO

Muro n.4

D A T I T E R R A P I E N O

Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	0,60	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0,00	m
Inclinazione terreno a valle (positivo se scende verso valle):	0	°
Numero del primo strato di terreno impermeabile:	0	
Numero dello strato corrispondente al terrapieno a valle:	0	
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	28	°
Adesione tra fondazione e terreno	16,00	Kg/cmq

GEOMETRIA MURO

M U R O A M E N S O L A I N C E M E N T O A R M A T O

Altezza del paramento:	1,60	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	20	cm

GEOMETRIA MURO

F O N D A Z I O N E D I R E T T A

Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	0	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	100	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	40	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	40	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	1,20	m
Spessore del magrone:	20	cm

GEOMETRIA MURO

M U R O A M E N S O L A I N C E M E N T O A R M A T O		
Altezza del paramento:	1,90	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	20	cm

GEOMETRIA MURO

F O N D A Z I O N E D I R E T T A		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	0	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	100	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	40	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	40	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	1,20	m

GEOMETRIA MURO

F O N D A Z I O N E D I R E T T A		
Spessore del magrone:	20	cm

GEOMETRIA MURO

M U R O A M E N S O L A I N C E M E N T O A R M A T O		
Altezza del paramento:	0,85	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	20	cm

GEOMETRIA MURO

F O N D A Z I O N E D I R E T T A		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	0	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	60	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	30	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	30	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	0,80	m
Spessore del magrone:	20	cm

GEOMETRIA MURO

MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO		
Altezza del paramento:	0,70	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	20	cm

GEOMETRIA MURO

FONDAZIONE DIRETTA		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	0	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	40	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	0	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	30	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	30	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	0,60	m
Spessore del magrone:	20	cm

CARICHI MURO

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO		
CONDIZIONE n. 1		
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,25	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	0,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	0,00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

CARICHI MURO

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO		
CONDIZIONE n. 1		
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,25	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

CARICHI MURO

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO		
CONDIZIONE n. 1		
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,25	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

CARICHI MURO

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO		
CONDIZIONE n. 1		
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,25	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m

CARICHI MURO

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO		
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

COMBINAZIONI MURO

COMBINAZIONI DI CARICO											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00										1,00

PRESSIONI MURO

COORDINATE PUNTI					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	0,41	1,90	0,25	2,61
	2	1,40	0,35	0,25	1,62
	3	1,40	0,35	1,40	1,62
	4	1,40	0,00	1,40	1,40

PRESSIONI MURO

PRESSIONI DEL TERRAPIENO A MONTE

Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	180	318	104	184	0	0	0	0	76	135
	2	sup	841	1486	11	19	0	0	0	0	76	135
		inf	841	1486	11	19	0	0	0	0	76	135
	3	sup	841	1486	11	19	0	0	0	0	76	135
		inf	852	277	21	7	0	0	0	0	76	25
	4	sup	1002	326	0	0	0	0	0	0	76	25
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO

PRESSIONI SUL MURO

Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	0,25	2,20	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	2	0,25	1,90	pre	0	0	0	0
				seg	232	0	0	0
1	3	0,25	0,35	pre	1126	0	0	0
				seg	0	2480	0	0
1	4	0,41	0,35	pre	0	2480	0	0
				seg	0	3072	0	0

PRESSIONI MURO

PRESSIONI SUL MURO

Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	5	1,40	0,35	pre	0	2765	0	0
				seg	852	277	0	0
1	6	1,40	0,00	pre	1002	326	0	0
				seg	-1102	0	0	0
1	7	1,40	0,00	pre	-1102	0	0	0
				seg	-1102	0	0	0
1	8	0,00	0,00	pre	-1102	-8249	0	0
				seg	0	0	0	0
1	9	0,00	2,20	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO

COORDINATE PUNTI

Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	0,29	1,75	0,25	2,34
	2	1,20	0,35	0,25	1,43
	3	1,20	0,35	1,20	1,43
	4	1,20	0,00	1,20	1,20

PRESSIONI MURO

PRESSIONI DEL TERRAPIENO A MONTE

Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	172	310	96	174	0	0	0	0	76	136
	2	sup	763	1376	11	20	0	0	0	0	76	136
		inf	763	1376	11	20	0	0	0	0	76	136
	3	sup	763	1376	11	20	0	0	0	0	76	136
		inf	777	262	22	7	0	0	0	0	76	26
	4	sup	925	312	0	0	0	0	0	0	76	26
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO

PRESSIONI SUL MURO

Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	0,25	2,00	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	2	0,25	1,75	pre	0	0	0	0
				seg	209	0	0	0
1	3	0,25	0,35	pre	1016	0	0	0
				seg	0	2240	0	0
1	4	0,29	0,35	pre	0	2240	0	0
				seg	0	2809	0	0
1	5	1,20	0,35	pre	0	2526	0	0
				seg	777	262	0	0

PRESSIONI MURO

PRESSIONI SUL MURO

Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	6	1,20	0,00	pre	925	312	0	0
				seg	-1084	0	0	0
1	7	1,13	0,00	pre	-1084	0	0	0
				seg	-1084	0	0	0
1	8	0,00	0,00	pre	-1084	-8288	0	0
				seg	0	0	0	0
1	9	0,00	2,00	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO

COORDINATE PUNTI

Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	0,27	1,10	0,20	1,53
	2	0,80	0,30	0,20	1,00
	3	0,80	0,30	0,80	1,00
	4	0,80	0,00	0,80	0,80

PRESSIONI MURO

PRESSIONI DEL TERRAPIENO A MONTE											
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	134	246	59	108	0	0	0	0	75	138
	2	sup	468	862	9	17	0	0	0	0	75	138
		inf	468	862	9	17	0	0	0	0	75	138
	3	sup	468	862	9	17	0	0	0	0	75	138
		inf	484	163	19	6	0	0	0	0	76	26
	4	sup	611	206	0	0	0	0	0	0	76	26
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO

PRESSIONI SUL MURO								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	0,20	1,40	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	2	0,20	1,10	pre	0	0	0	0
				seg	168	0	0	0
1	3	0,20	0,30	pre	628	0	0	0
				seg	0	1280	0	0
1	4	0,27	0,30	pre	0	1280	0	0
				seg	0	1727	0	0
1	5	0,80	0,30	pre	0	1562	0	0
				seg	484	163	0	0
1	6	0,80	0,00	pre	611	206	0	0
				seg	-704	0	0	0

PRESSIONI MURO

PRESSIONI SUL MURO								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	7	0,78	0,00	pre	-704	0	0	0
				seg	-704	0	0	0
1	8	0,00	0,00	pre	-704	-5572	0	0
				seg	0	0	0	0
1	9	0,00	1,40	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO

COORDINATE PUNTI					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	0,21	0,80	0,15	1,12
	2	0,60	0,20	0,15	0,73
	3	0,60	0,20	0,60	0,73
	4	0,60	0,00	0,60	0,60

PRESSIONI MURO

PRESSIONI DEL TERRAPIENO A MONTE											
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	118	214	43	77	0	0	0	0	76	136
	2	sup	372	670	6	11	0	0	0	0	76	136
		inf	372	670	6	11	0	0	0	0	76	136
	3	sup	372	670	6	11	0	0	0	0	76	136
		inf	379	128	12	4	0	0	0	0	76	26
	4	sup	464	157	0	0	0	0	0	0	76	26
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO

PRESSIONI SUL MURO								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	0,15	1,10	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	2	0,15	0,80	pre	0	0	0	0
				seg	148	0	0	0
1	3	0,15	0,20	pre	493	0	0	0
				seg	0	960	0	0
1	4	0,21	0,20	pre	0	960	0	0
				seg	0	1352	0	0
1	5	0,60	0,20	pre	0	1231	0	0
				seg	379	128	0	0
1	6	0,60	0,00	pre	464	157	0	0
				seg	-536	0	0	0
1	7	0,57	0,00	pre	-536	0	0	0
				seg	-536	0	0	0

PRESSIONI MURO

PRESSIONI SUL MURO								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	8	0,00	0,00	pre	-536	-4295	0	0
				seg	0	0	0	0
1	9	0,00	1,10	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

SPINTE A MONTE MURO

SPINTE A MONTE MURO

N.B. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto piu' a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.

Combinazione n. 1

Spinta orizzontale terrapieno:	1262	Kg/m
Spinta verticale terrapieno:	1763	Kg/m
Altezza della spinta terrapieno:	0,76	m
Ascissa della spinta terrapieno:	1,04	m
DI CUI: Spinta orizzontale sismica:	109	Kg/m
Spinta verticale sismica:	188	Kg/m

Altezza della spinta sismica:	1,30	m
Ascissa della spinta sismica:	0,78	m
Spinta orizzontale dovuta alla coesione:	0	Kg/m
Spinta verticale dovuta alla coesione:	0	Kg/m
Altezza della spinta della coesione:	0,00	m
Ascissa della spinta della coesione:	0,00	m
Spinta orizzontale efficace dovuta alla falda:	0	Kg/m
Spinta verticale efficace dovuta alla falda:	0	Kg/m
Altezza della spinta della falda:	0,00	m
Ascissa della spinta della falda:	0,00	m
Spinta orizzontale dovuta ai sovraccarichi:	167	Kg/m
Spinta verticale dovuta ai sovraccarichi:	256	Kg/m
Altezza della spinta dei sovraccarichi:	0,97	m
Ascissa della spinta dei sovraccarichi:	0,92	m
Spinta orizzontale dovuta al peso proprio del muro:	167	Kg/m
Spinta verticale dovuta al peso proprio del muro:	2381	Kg/m
Altezza della spinta del peso proprio del muro:	0,71	m
Ascissa della spinta del peso proprio del muro:	0,42	m
Spinta orizzontale dovuta al peso del terreno portato:	114	Kg/m
Spinta verticale dovuta al peso del terreno portato:	1628	Kg/m
Altezza della spinta del peso del terreno portato:	0,93	m
Ascissa della spinta del peso del terreno portato:	0,64	m
Spinta orizzontale esplicita complessiva:	0	Kg/m
Spinta verticale esplicita complessiva:	0	Kg/m
Altezza della spinta esplicita complessiva:	0,00	m
Ascissa della spinta esplicita complessiva:	0,00	m
Spinta orizzontale dell'acqua:	0	Kg/m
Spinta verticale dell'acqua:	0	Kg/m
Altezza della spinta dell'acqua:	0,00	m
Ascissa della spinta dell'acqua:	0,00	m

SPINTE A MONTE MURO

S P I N T E A M O N T E M U R O

N.B. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto piu' a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.

Combinazione n. 1

Spinta orizzontale terrapieno:		1078	Kg/m
Spinta verticale terrapieno:		1507	Kg/m
Altezza della spinta terrapieno:		0,70	m
Ascissa della spinta terrapieno:		0,87	m
DI CUI:	Spinta orizzontale sismica:	93	Kg/m
	Spinta verticale sismica:	163	Kg/m
	Altezza della spinta sismica:	1,19	m
	Ascissa della spinta sismica:	0,63	m
	Spinta orizzontale dovuta alla coesione:	0	Kg/m
	Spinta verticale dovuta alla coesione:	0	Kg/m
	Altezza della spinta della coesione:	0,00	m
	Ascissa della spinta della coesione:	0,00	m
	Spinta orizzontale efficace dovuta alla falda:	0	Kg/m
	Spinta verticale efficace dovuta alla falda:	0	Kg/m
	Altezza della spinta della falda:	0,00	m
	Ascissa della spinta della falda:	0,00	m
	Spinta orizzontale dovuta ai sovraccarichi:	153	Kg/m
	Spinta verticale dovuta ai sovraccarichi:	237	Kg/m
	Altezza della spinta dei sovraccarichi:	0,90	m
	Ascissa della spinta dei sovraccarichi:	0,76	m
Spinta orizzontale dovuta al peso proprio del muro:		146	Kg/m
Spinta verticale dovuta al peso proprio del muro:		2081	Kg/m
Altezza della spinta del peso proprio del muro:		0,67	m
Ascissa della spinta del peso proprio del muro:		0,36	m
Spinta orizzontale dovuta al peso del terreno portato:		78	Kg/m
Spinta verticale dovuta al peso del terreno portato:		1110	Kg/m
Altezza della spinta del peso del terreno portato:		0,84	m
Ascissa della spinta del peso del terreno portato:		0,57	m
Spinta orizzontale esplicita complessiva:		0	Kg/m
Spinta verticale esplicita complessiva:		0	Kg/m
Altezza della spinta esplicita complessiva:		0,00	m
Ascissa della spinta esplicita complessiva:		0,00	m
Spinta orizzontale dell'acqua:		0	Kg/m

Spinta verticale dell'acqua:	0	Kg/m
Altezza della spinta dell'acqua:	0,00	m
Ascissa della spinta dell'acqua:	0,00	m

SPINTE A MONTE MURO

S P I N T E A M O N T E M U R O

N.B. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto piu' a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.

Combinazione n. 1

Spinta orizzontale terrapieno:		453	Kg/m
Spinta verticale terrapieno:		587	Kg/m
Altezza della spinta terrapieno:		0,45	m
Ascissa della spinta terrapieno:		0,60	m
DI CUI:	Spinta orizzontale sismica:	36	Kg/m
	Spinta verticale sismica:	61	Kg/m
	Altezza della spinta sismica:	0,75	m
	Ascissa della spinta sismica:	0,48	m
	Spinta orizzontale dovuta alla coesione:	0	Kg/m
	Spinta verticale dovuta alla coesione:	0	Kg/m
	Altezza della spinta della coesione:	0,00	m
	Ascissa della spinta della coesione:	0,00	m
	Spinta orizzontale efficace dovuta alla falda:	0	Kg/m
	Spinta verticale efficace dovuta alla falda:	0	Kg/m
	Altezza della spinta della falda:	0,00	m
	Ascissa della spinta della falda:	0,00	m
	Spinta orizzontale dovuta ai sovraccarichi:	95	Kg/m
	Spinta verticale dovuta ai sovraccarichi:	140	Kg/m
	Altezza della spinta dei sovraccarichi:	0,57	m
	Ascissa della spinta dei sovraccarichi:	0,55	m
Spinta orizzontale dovuta al peso proprio del muro:		81	Kg/m
Spinta verticale dovuta al peso proprio del muro:		1150	Kg/m
Altezza della spinta del peso proprio del muro:		0,48	m
Ascissa della spinta del peso proprio del muro:		0,26	m
Spinta orizzontale dovuta al peso del terreno portato:		30	Kg/m
Spinta verticale dovuta al peso del terreno portato:		429	Kg/m
Altezza della spinta del peso del terreno portato:		0,59	m
Ascissa della spinta del peso del terreno portato:		0,40	m
Spinta orizzontale esplicita complessiva:		0	Kg/m
Spinta verticale esplicita complessiva:		0	Kg/m
Altezza della spinta esplicita complessiva:		0,00	m
Ascissa della spinta esplicita complessiva:		0,00	m
Spinta orizzontale dell'acqua:		0	Kg/m
Spinta verticale dell'acqua:		0	Kg/m
Altezza della spinta dell'acqua:		0,00	m
Ascissa della spinta dell'acqua:		0,00	m

SPINTE A MONTE MURO

S P I N T E A M O N T E M U R O

N.B. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto piu' a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.

Combinazione n. 1

Spinta orizzontale terrapieno:		260	Kg/m
Spinta verticale terrapieno:		345	Kg/m
Altezza della spinta terrapieno:		0,33	m
Ascissa della spinta terrapieno:		0,45	m
DI CUI:	Spinta orizzontale sismica:	19	Kg/m
	Spinta verticale sismica:	32	Kg/m
	Altezza della spinta sismica:	0,54	m
	Ascissa della spinta sismica:	0,36	m
	Spinta orizzontale dovuta alla coesione:	0	Kg/m
	Spinta verticale dovuta alla coesione:	0	Kg/m
	Altezza della spinta della coesione:	0,00	m
	Ascissa della spinta della coesione:	0,00	m
	Spinta orizzontale efficace dovuta alla falda:	0	Kg/m

Spinta verticale efficace dovuta alla falda:	0	Kg/m
Altezza della spinta della falda:	0,00	m
Ascissa della spinta della falda:	0,00	m
Spinta orizzontale dovuta ai sovraccarichi:	69	Kg/m
Spinta verticale dovuta ai sovraccarichi:	103	Kg/m
Altezza della spinta dei sovraccarichi:	0,41	m
Ascissa della spinta dei sovraccarichi:	0,41	m
Spinta orizzontale dovuta al peso proprio del muro:	45	Kg/m
Spinta verticale dovuta al peso proprio del muro:	638	Kg/m
Altezza della spinta del peso proprio del muro:	0,39	m
Ascissa della spinta del peso proprio del muro:	0,18	m
Spinta orizzontale dovuta al peso del terreno portato:	17	Kg/m
Spinta verticale dovuta al peso del terreno portato:	245	Kg/m
Altezza della spinta del peso del terreno portato:	0,42	m
Ascissa della spinta del peso del terreno portato:	0,30	m
Spinta orizzontale esplicita complessiva:	0	Kg/m
Spinta verticale esplicita complessiva:	0	Kg/m
Altezza della spinta esplicita complessiva:	0,00	m
Ascissa della spinta esplicita complessiva:	0,00	m
Spinta orizzontale dell'acqua:	0	Kg/m
Spinta verticale dell'acqua:	0	Kg/m
Altezza della spinta dell'acqua:	0,00	m
Ascissa della spinta dell'acqua:	0,00	m

SOLLECITAZIONI MURO

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O

Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
1	PARAMENTO	2	30	0,0	188	2	13
1	PARAMENTO	3	60	0,0	375	21	122
1	PARAMENTO	4	90	0,0	563	80	282
1	PARAMENTO	5	120	0,0	750	195	495
1	PARAMENTO	6	150	0,0	938	382	759
1	PARAMENTO	7	180	0,0	1125	656	1075
1	PARAMENTO	8	185	0,0	1156	711	1133

SOLLECITAZIONI MURO

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O

Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	325	-2	-105
1	MENS.FOND.MONTE	2	30	90,0	12	-114	-947
1	MENS.FOND.MONTE	3	60	90,0	-300	-404	-1287
1	MENS.FOND.MONTE	4	90	90,0	-612	-720	-1123
1	MENS.FOND.MONTE	5	115	90,0	-872	-887	-503

SOLLECITAZIONI MURO

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O

Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
1	PARAMENTO	2	30	0,0	188	2	24
1	PARAMENTO	3	60	0,0	375	25	135
1	PARAMENTO	4	90	0,0	563	88	297
1	PARAMENTO	5	120	0,0	750	208	511
1	PARAMENTO	6	150	0,0	938	400	777

1	PARAMENTO	7	165	0,0	1031	528	930

SOLLECITAZIONI MURO

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O

Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	298	-2	-101
1	MENS.FOND.MONTE	2	30	90,0	-9	-114	-935
1	MENS.FOND.MONTE	3	60	90,0	-316	-386	-1156
1	MENS.FOND.MONTE	4	90	90,0	-623	-630	-747
1	MENS.FOND.MONTE	5	95	90,0	-674	-655	-594

SOLLECITAZIONI MURO

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O

Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
1	PARAMENTO	2	30	0,0	150	2	11
1	PARAMENTO	3	60	0,0	300	16	97
1	PARAMENTO	4	90	0,0	450	65	236
1	PARAMENTO	5	110	0,0	550	124	357

SOLLECITAZIONI MURO

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O

Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	164	-1	-55
1	MENS.FOND.MONTE	2	30	90,0	-31	-66	-487
1	MENS.FOND.MONTE	3	60	90,0	-227	-167	-271

SOLLECITAZIONI MURO

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O

Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
1	PARAMENTO	2	30	0,0	113	1	8
1	PARAMENTO	3	60	0,0	225	14	86
1	PARAMENTO	4	90	0,0	338	58	216

SOLLECITAZIONI MURO

S O L L E C I T A Z I O N I M U R O

Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	84	0	-28
1	MENS.FOND.MONTE	2	30	90,0	-66	-47	-285
1	MENS.FOND.MONTE	3	45	90,0	-141	-74	-147

VERIFICHE MURO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez. N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb fl.	N Kg	M Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s	An d	σa s.	σa d. Kg/cmq	σc	Cmb tgl	T Kg	T eff. Kg	Tau Kg/cmq	A sta cmq/m
1	1	0	25	100	13	220	0	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	0,0	1	0	0	0,00	
2	1	30	25	100	13	190	0	1	188	2	1,0	1,0	0	0	-1	1	0,1	1	13	13	0,01	
3	1	60	25	100	13	160	0	1	375	21	1,0	1,0	0	0	-5	0	0,4	1	122	122	0,07	
4	1	90	25	100	13	130	0	1	563	80	1,0	1,0	0	0	-34	100	2,3	1	282	282	0,12	
5	1	120	25	100	13	100	0	1	750	195	1,0	1,0	0	0	-101	521	6,8	1	495	495	0,21	
6	1	150	25	100	13	70	0	1	938	382	1,0	1,0	0	0	-208	1283	13,9	1	759	759	0,32	
7	1	180	25	100	13	40	0	1	1125	656	1,0	1,1	0	0	-345	2195	23,0	1	1075	1075	0,45	
8	1	185	25	100	13	35	0	1	1156	711	1,0	1,2	0	0	-356	2163	23,7	1	1133	1133	0,47	

VERIFICHE MURO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez. N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb fl.	N Kg	M Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s	An d	σa s.	σa d. Kg/cmq	σc	Cmb tgl	T Kg	T eff. Kg	Tau Kg/cmq	A sta cmq/m
1	5	0	35	100	140	18	90	1	325	-2	0,0	0,0	0	0	0	0	0,0	1	0	0	0,00	
2	5	30	35	100	110	18	90	1	12	-114	5,3	5,3	0	0	71	-16	1,1	1	-947	-947	0,29	
3	5	60	35	100	80	18	90	1	-300	-404	5,3	5,3	0	0	282	-56	3,8	1	-1287	-1287	0,39	
4	5	90	35	100	50	18	90	1	-612	-720	5,3	5,3	0	0	507	-100	6,6	1	-1123	-1123	0,34	
5	5	115	35	100	25	18	90	1	-872	-887	5,3	5,3	0	0	635	-122	8,1	1	-503	-503	0,15	

VERIFICHE MURO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez. N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb fl.	N Kg	M Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s	An d	σa s.	σa d. Kg/cmq	σc	Cmb tgl	T Kg	T eff. Kg	Tau Kg/cmq	A sta cmq/m
1	1	0	25	100	13	200	0	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	0,0	1	0	0	0,00	
2	1	30	25	100	13	170	0	1	188	2	1,0	1,0	0	0	-1	1	0,1	1	24	24	0,01	
3	1	60	25	100	13	140	0	1	375	25	1,0	1,0	0	0	-6	2	0,4	1	135	135	0,07	
4	1	90	25	100	13	110	0	1	563	88	1,0	1,0	0	0	-39	133	2,6	1	297	297	0,13	
5	1	120	25	100	13	80	0	1	750	208	1,0	1,0	0	0	-109	582	7,3	1	511	511	0,21	
6	1	150	25	100	13	50	0	1	938	400	1,0	1,0	0	0	-219	1366	14,6	1	777	777	0,32	
7	1	165	25	100	13	35	0	1	1031	528	1,0	1,0	0	0	-290	1900	19,3	1	930	930	0,39	

VERIFICHE MURO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez. N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb fl.	N Kg	M Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s	An d	σa s.	σa d. Kg/cmq	σc	Cmb tgl	T Kg	T eff. Kg	Tau Kg/cmq	A sta cmq/m
1	5	0	35	100	120	18	90	1	298	-2	0,0	0,0	0	0	0	0	0,0	1	0	0	0,00	
2	5	30	35	100	90	18	90	1	-9	-114	5,3	5,3	0	0	71	-16	1,1	1	-935	-935	0,28	
3	5	60	35	100	60	18	90	1	-316	-386	5,3	5,3	0	0	271	-54	3,6	1	-1156	-1156	0,35	
4	5	90	35	100	30	18	90	1	-623	-630	5,3	5,3	0	0	453	-87	5,8	1	-747	-747	0,22	
5	5	95	35	100	25	18	90	1	-674	-655	5,3	5,3	0	0	471	-90	6,0	1	-594	-594	0,18	

VERIFICHE MURO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez. N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb fl.	N Kg	M Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s	An. d	σa s.	σa d. Kg/cmq	σc	Cmb tgl	T Kg	T eff. Kg	Tau Kg/cmq	A sta cmq/m
1	1	0	20	100	10	140	0	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	0,0	1	0	0	0,00	
2	1	30	20	100	10	110	0	1	150	2	1,0	1,0	0	0	-1	1	0,1	1	11	11	0,01	
3	1	60	20	100	10	80	0	1	300	16	1,0	1,0	0	0	-6	2	0,4	1	97	97	0,06	
4	1	90	20	100	10	50	0	1	450	65	1,0	1,0	0	0	-46	161	3,1	1	236	236	0,13	
5	1	110	20	100	10	30	0	1	550	124	1,0	1,0	0	0	-97	457	6,5	1	357	357	0,19	

VERIFICHE MURO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez. N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb fl.	N Kg	M Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s	An. d	σa s.	σa d. Kg/cmq	σc	Cmb tgl	T Kg	T eff. Kg	Tau Kg/cmq	A sta cmq/m
1	5	0	30	100	80	15	90	1	164	-1	0,0	0,0	0	0	0	0	0,0	1	0	0	0,00	
2	5	30	30	100	50	15	90	1	-31	-66	4,5	4,5	0	0	57	-13	0,9	1	-487	-487	0,17	
3	5	60	30	100	20	15	90	1	-227	-167	4,5	4,5	0	0	169	-32	2,2	1	-271	-271	0,10	

VERIFICHE MURO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez. N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb fl.	N Kg	M Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s	An. d	σa s.	σa d. Kg/cmq	σc	Cmb tgl	T Kg	T eff. Kg	Tau Kg/cmq	A sta cmq/m
1	1	0	15	100	8	110	0	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	0,0	1	0	0	0,00	
2	1	30	15	100	8	80	0	1	113	1	1,0	1,0	0	0	-2	1	0,1	1	8	8	0,01	
3	1	60	15	100	8	50	0	1	225	14	1,0	1,0	0	0	-12	14	0,8	1	86	86	0,07	
4	1	90	15	100	8	20	0	1	338	58	1,0	1,0	0	0	-76	303	5,1	1	216	216	0,15	

VERIFICHE MURO

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez. N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb fl.	N Kg	M Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s	An. d	σa s.	σa d. Kg/cmq	σc	Cmb tgl	T Kg	T eff. Kg	Tau Kg/cmq	A sta cmq/m
1	5	0	20	100	60	10	90	1	84	0	0,0	0,0	0	0	0	0	0,0	1	0	0	0,00	
2	5	30	20	100	30	10	90	1	-66	-47	3,0	3,0	0	0	107	-23	1,6	1	-285	-285	0,15	
3	5	45	20	100	15	10	90	1	-141	-74	3,0	3,0	0	0	175	-36	2,4	1	-147	-147	0,08	

VERIFICA PORTANZA MURO

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

```
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:              1
Combinazione di carico piu' gravosa:                             1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:              6,56  t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:               1,54  t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:          -0,29  m
Larghezza della fondazione:                                   1,80  m
Lunghezza della fondazione:                                   1,00  m
Valore efficace della larghezza:                              1,22  m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:                     1600  Kg/mc
Pressione verticale agente al livello del piano fondazione:   0,00  t/mq

    VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE
Fattori di capacita' portante: Ng =16,7168    Nq =14,7199    Nc =25,8033
Fattori di forma:              Sg = 1,3380    Sq = 1,3380    Sc = 1,6761
Fattori di profondita:         Dg = 1,0000    Dq = 1,0491    Dc = 1,0526
Fattori inclinazione carico:   Ig = 0,5186    Iq = 0,6780    Ic = 0,6545
Fattori inclinazione base:     Bg = 1,0000    Bq = 1,0000    Bc = 1,0000
Fattori incl. piano campagna:  Gg = 1,0000    Gq = 1,0000    Gc = 1,0000

Pressione media limite:                                      11,32  t/mq
Sforzo normale limite:                                       13,82  t/m
Coefficiente di sicurezza:                                    2,11
```

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICA PORTANZA MURO

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:			1	
Combinazione di carico piu' gravosa:			1	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:			5,40	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:			1,30	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:			-0,27	m
Larghezza della fondazione:			1,60	m
Lunghezza della fondazione:			10,00	m
Valore efficace della larghezza:			1,06	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:			1600	Kg/mc
Pressione verticale agente al livello del piano fondazione:			0,00	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante:	Ng =16,7168	Nq =14,7199	Nc =25,8033
Fattori di forma:	Sg = 1,0293	Sq = 1,0293	Sc = 1,0586
Fattori di profondita:	Dg = 1,0000	Dq = 1,0566	Dc = 1,0607
Fattori inclinazione carico:	Ig = 0,9884	Iq = 0,9924	Ic = 0,9918
Fattori inclinazione base:	Bg = 1,0000	Bq = 1,0000	Bc = 1,0000
Fattori incl. piano campagna:	Gg = 1,0000	Gq = 1,0000	Gc = 1,0000

Pressione media limite:	14,39	t/mq
Sforzo normale limite:	15,21	t/m
Coefficiente di sicurezza:	2,82	

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICA PORTANZA MURO

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:			1	
Combinazione di carico piu' gravosa:			1	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:			2,69	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:			0,56	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:			-0,19	m
Larghezza della fondazione:			1,20	m
Lunghezza della fondazione:			1,00	m
Valore efficace della larghezza:			0,82	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:			1600	Kg/mc
Pressione verticale agente al livello del piano fondazione:			0,00	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante:	Ng =16,7168	Nq =14,7199	Nc =25,8033
Fattori di forma:	Sg = 1,2262	Sq = 1,2262	Sc = 1,4525
Fattori di profondita:	Dg = 1,0000	Dq = 1,0733	Dc = 1,0786
Fattori inclinazione carico:	Ig = 0,9942	Iq = 0,9965	Ic = 0,9962
Fattori inclinazione base:	Bg = 1,0000	Bq = 1,0000	Bc = 1,0000
Fattori incl. piano campagna:	Gg = 1,0000	Gq = 1,0000	Gc = 1,0000

Pressione media limite:	13,32	t/mq
Sforzo normale limite:	10,88	t/m
Coefficiente di sicurezza:	4,04	

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICA PORTANZA MURO

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:			1	
Combinazione di carico piu' gravosa:			1	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:			1,67	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:			0,32	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:			-0,16	m
Larghezza della fondazione:			1,00	m
Lunghezza della fondazione:			1,00	m
Valore efficace della larghezza:			0,68	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:			1600	Kg/mc
Pressione verticale agente al livello del piano fondazione:			0,00	t/mq
VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE				
Fattori di capacita' portante:	Ng =16,7168	Nq =14,7199	Nc =25,8033	
Fattori di forma:	Sg = 1,1885	Sq = 1,1885	Sc = 1,3769	
Fattori di profondita:	Dg = 1,0000	Dq = 1,0880	Dc = 1,0944	
Fattori inclinazione carico:	Ig = 0,9960	Iq = 0,9975	Ic = 0,9973	
Fattori inclinazione base:	Bg = 1,0000	Bq = 1,0000	Bc = 1,0000	
Fattori incl. piano campagna:	Gg = 1,0000	Gq = 1,0000	Gc = 1,0000	
Pressione media limite:			10,77	t/mq
Sforzo normale limite:			7,33	t/m
Coefficiente di sicurezza:			4,40	

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

4. DIMENSIONAMENTO VASCA DI INTRAPPOLAMENTO – VIA FOSSATO

4.1 DESCRIZIONE OPERA

Si prevede la realizzazione in via Fossato di una vasca per l'intrappolamento dei sedimenti di materiale sciolto, trasportato a valle durante gli eventi piovosi di media e alta intensità, mediante una struttura in cemento armato gettato in opera di dimensioni interne pari a 6,65 x 4,00 x 2,70 m^3.

Tale vasca sarà ubicata a monte del territorio urbanizzato per ridurre l'apporto solido dilavato dalle pendici dei bacini montani. Le dimensioni di tale vasca sono state determinate in base al trasporto solido, caratterizzato da parametri probabilistici e dalle caratteristiche geo-morfologiche della zona.

La vasca in esame è a pianta rettangolare completamente interrata, posta in corrispondenza di un alveo e al di sotto del piano campagna per assicurare la viabilità lungo la zona.

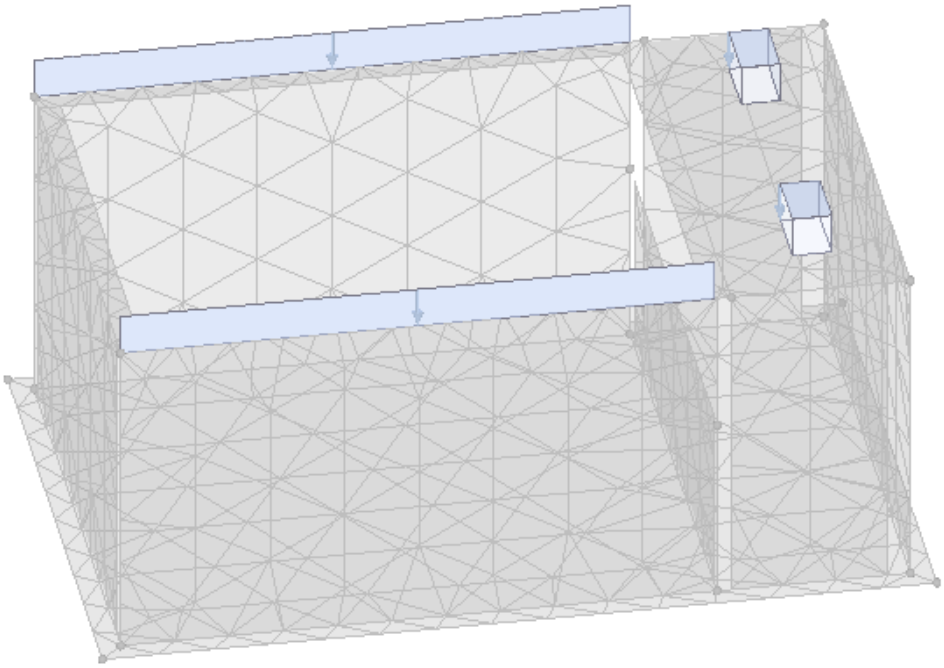
La struttura della vasca consta essenzialmente di una platea di fondazione (s=0,50 m) e di setti laterali (s=0,40 m) sui quali monta una copertura in acciaio zincato con luce massima interna di 4 m ed una soletta di copertura avente uno spessore di 0,30 m. All'interno della vasca è presente un setto di larghezza 0,25 m ed altezza 1,70 m che si sviluppa per 4,00 m per garantire lo sfioro delle portate.

Si precisa che, con riferimento all'analisi strutturale relativa alla soletta di copertura, è stato considerato il carico relativo al transito di un mezzo d'opera secondo lo schema di carico 1 riportato nel capitolo 5 delle N.T.C. 2008 e nelle relative Istruzioni per l'applicazione, di cui alla Circ. Min. 02/02/2009, n. 617.

In particolare nel caso in esame è stato considerato un peso totale a terra o massa a pieno carico del mezzo pari a 3.00 t modellato mediante :

- due forze lineari lungo le pareti sulle quali poggia la copertura in acciaio zincato pari a 2 KN/m.
- due forze concentrate che agiscono sulla soletta di copertura pari a 5 KN.

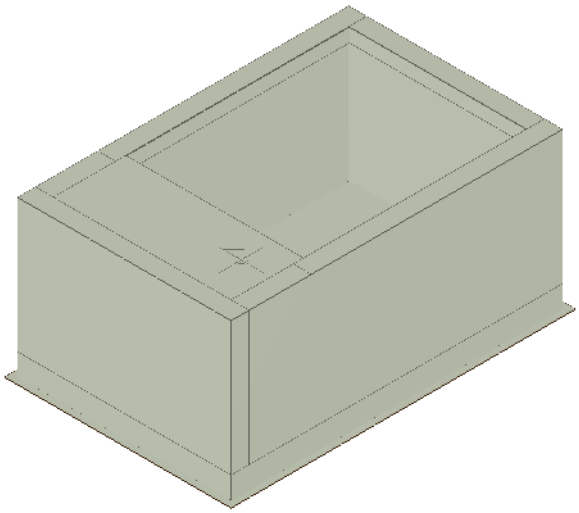
Di seguito si riporta la modellazione delle forze sopra descritte :



Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

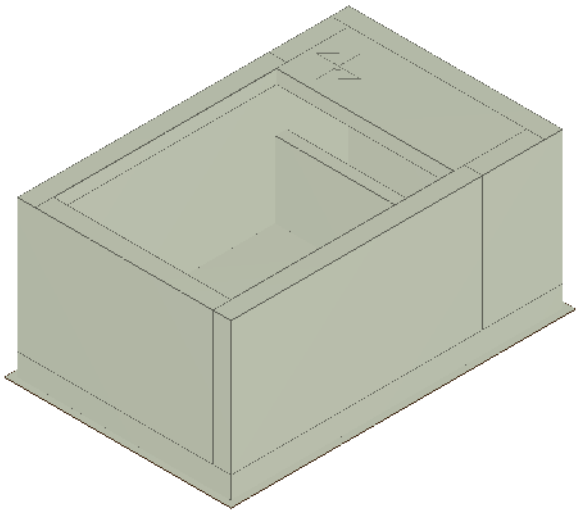
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



4.2 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche Calcestruzzo Armato

N	γ_k	CdT	E	G	Stz	R_{ck}	R_{cm}	$\%R_{ck}$	γ_c	f_{cd}	f_{ctd}	f_{cfm}	n	n Ac
	[N/m^3]	[1/°C]	[N/mm^2]	[N/mm^2]		[N/mm^2]	[N/mm^2]							
Cls C25/30_B450C - (C25/30)														
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA Caratteristiche Calcestruzzo Armato

N Numero identificativo del materiale.
γ_k Peso specifico.
CdT Coefficiente di Dilatazione Termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Indica il 'Tipo Situazione': [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente)(tiene conto del LC/FC); [P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo);
R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm} Resistenza media cubica.
$\%R_{ck}$ Percentuale di riduzione della R_{ck}
γ_c Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale.
f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.
n Coefficiente di omogeneizzazione.
n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche Acciaio

N	γ_k	CdT	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	f_{tk}	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7}
	[N/m^3]	[1/°C]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]						
Acciaio B450C - (B450C)															
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-

LEGENDA Caratteristiche Acciaio

N Numero identificativo del materiale.
γ_k Peso specifico.
CdT Coefficiente di Dilatazione Termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Indica il 'Tipo Situazione' : [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente) (tiene conto del FC); [-/P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo); [-] = resistenze medie /caratteristiche del materiale.
$f_{yk,1}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t <= 40 mm).
$f_{yk,2}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t <= 80 mm).
f_{tk} Resistenza a Rottura (Bulloni).
$f_{yd,1}$ Resistenza di calcolo (per profili con t <= 40 mm).
$f_{yd,2}$ Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t <= 80 mm).
f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale.

Caratteristiche Acciaio

N	γ_k	CdT	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	f_{tk}	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7}
	[N/m^3]	[1/°C]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]						

γ_{M1} Coefficiente di sicurezza per instabilità.

γ_{M2} Coefficiente di sicurezza per sezioni tese indebolite.

$\gamma_{M3,SLV}$ Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLV (Bulloni).

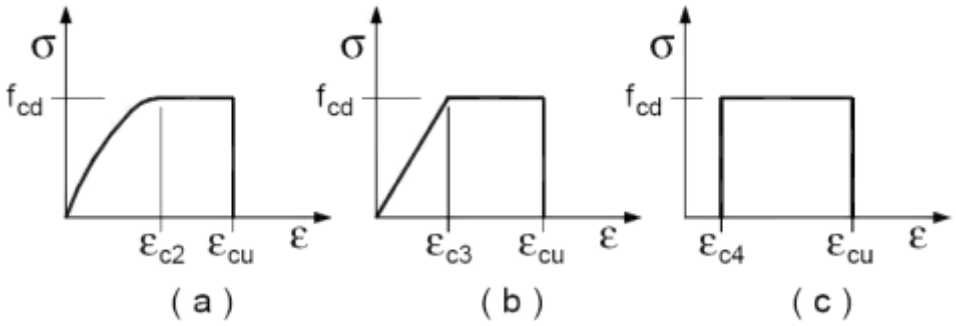
$\gamma_{M3,SLE}$ Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLE (Bulloni).

γ_{M7} Coefficiente di sicurezza precarico bulloni ad alta resistenza (Bulloni): [-] = parametro NON significativo per il materiale.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei **tabulati di calcolo**, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

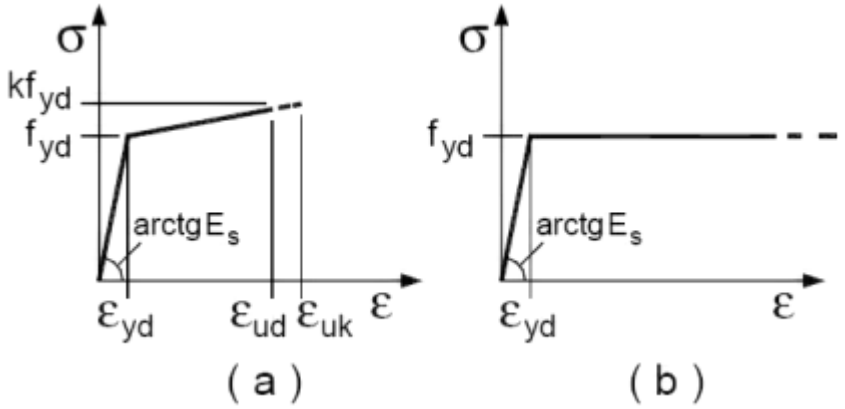
I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\varepsilon_{c\,max}$ è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f. Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

4.3 TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs, 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu, 30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

4.4 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

4.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g, F_0 e T^*_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.

- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.8906	14.5979	123

4.5.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ, spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

4.5.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

a) comportamento strutturale non-dissipativo;
b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **BASSA**.

4.5.3 Spettri di progetto per s.l.u. e s.l.d.

La vasca è stata progettata per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica

Stato Limite	a_g	F_O	T^*_c	C_C	T_B	T_C	T_D	S_S
	[g]		[s]		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	0.0506	2.313	0.288	1.58	0.152	0.456	1.802	1.50
SLD	0.0662	2.319	0.310	1.55	0.160	0.479	1.865	1.50
SLV	0.1807	2.380	0.357	1.47	0.176	0.527	2.323	1.44
SLC	0.2276	2.453	0.366	1.46	0.178	0.535	2.510	1.37

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q.

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1,00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **3,15**

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **3,15**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

- tipologia tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: **A pareti, miste equivalenti a pareti**
- tipologia strutturale: **altre strutture a pareti non accoppiate**
- α_u/α_1,X: **1.05**
- α_u/α_1,Y: **1.05**
- fattore di riduzione q_o (kw): **1.00**
- regolarità in pianta: **NON REGOLARE**
- regolarità in altezza: **NON REGOLARE**

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del § 7.3.1 del D.M. 14/01/2008:

$$q=q_o x K_R$$

dove:

q_o è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

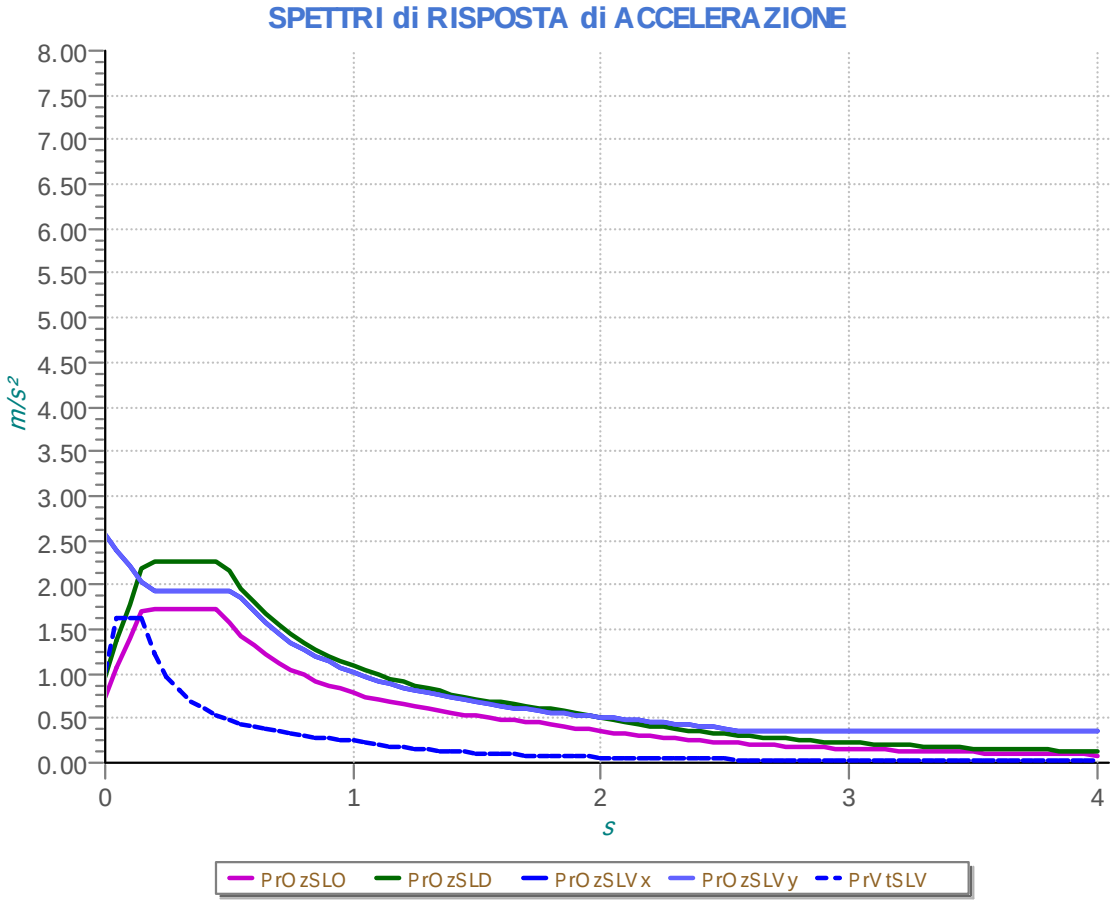
N.B: Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1, per esso possono essere adottati i valori indicati nei § 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si

possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Tabella 7.4.I – *Valori di* q_0

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3{,}0\alpha_u/\alpha_1$	$4{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



4.6 METODO DI ANALISI

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (50) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	92.2
salvaguardia della vita	Y	91.8
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1+\beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1+\beta_{ij}^2)} \qquad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

4.7 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$\mu_d = q$ se $T1 \geq TC$

$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot TC/T1$ se $T1 < TC$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

4.8 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

4.9 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

4.10 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

4.11 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ... \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 48 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) .$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori

calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

4.12 STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

4.13 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara $$F_d = \sum_{j=1}^{m}\left(G_{Kj}\right) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}\left(\psi_{0i}\cdot Q_{ki}\right) + \sum_{h=1}^{l}\left(P_{kh}\right)$$

combinazione frequente $$F_d = \sum_{j=1}^{m}\left(G_{Kj}\right) + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}\left(\psi_{2i}\cdot Q_{ki}\right) + \sum_{h=1}^{l}\left(P_{kh}\right)$$

combinazione quasi permanente $$F_d = \sum_{j=1}^{m}\left(G_{Kj}\right) + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}\left(\psi_{2i}\cdot Q_{ki}\right) + \sum_{h=1}^{l}\left(P_{kh}\right)$$

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i}, ψ_{1i}, ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (2) e "Rara" (2).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

4.14 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

4.14.1 DENOMINAZIONE

Nome del Software	**EdiLus**
Versione	26.00a
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85050944
Intestatario Licenza	IDI s.r.l.
Produzione e Distribuzione	**ACCA software S.p.A.** Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

4.14.2 SINTESI DELLE FUNZIONALITà GENERALI

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

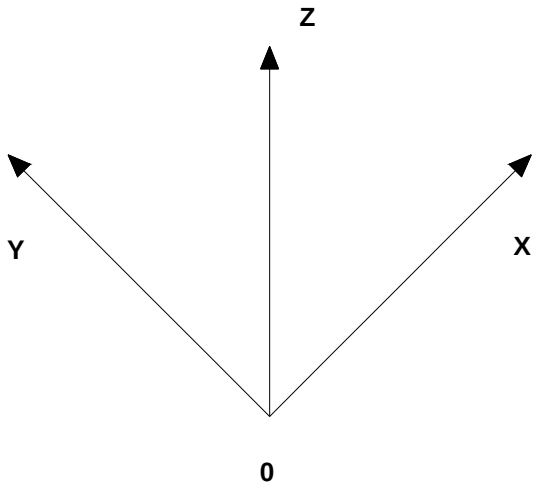
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

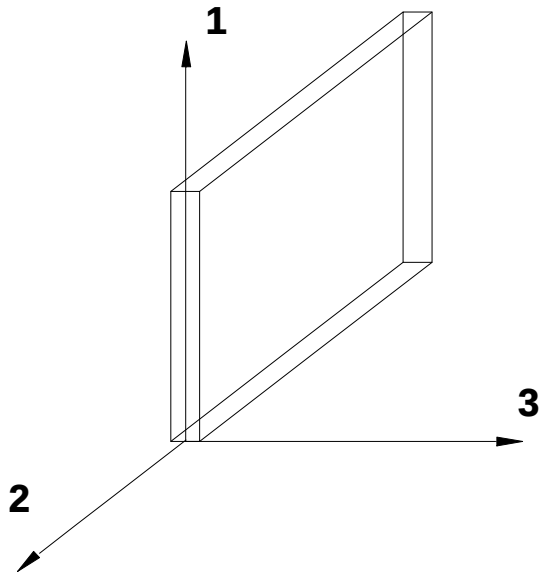
4.15 SISTEMA DI RIFERIMENTO

4.15.1 RIFERIMENTO GLOBALE



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O,X,Y,Z (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

4.15.2 RIFERIMENTO LOCALE PER PARETI



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al mimino gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

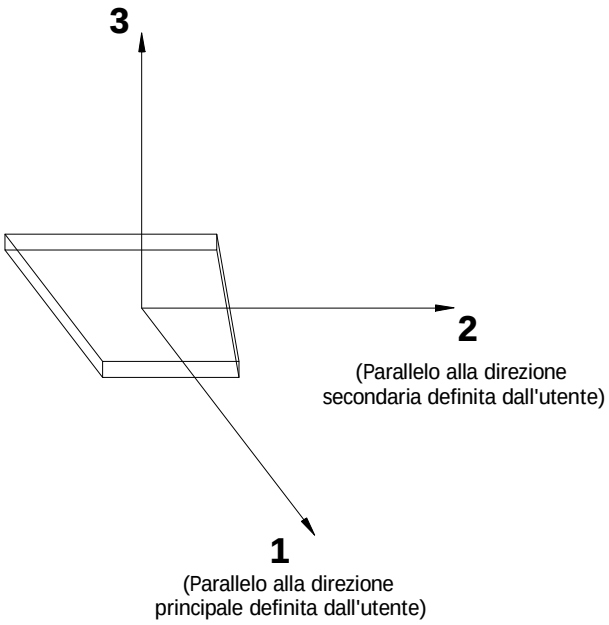
Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

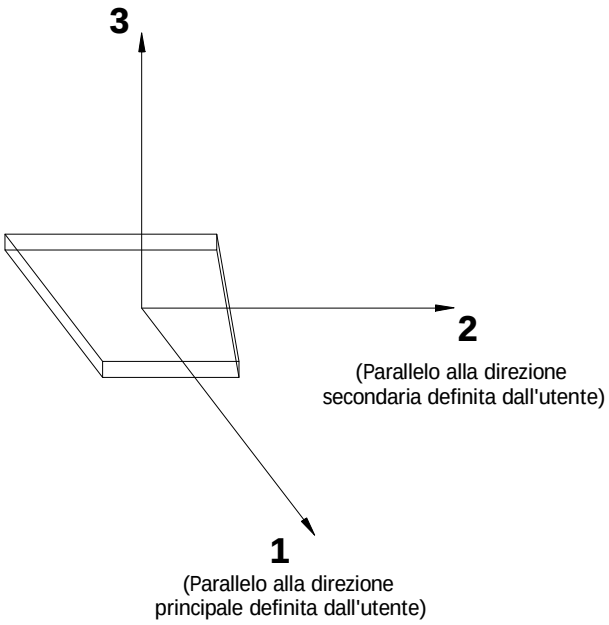
4.15.3 RIFERIMENTO LOCALE PER SOLETTE



In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

4.15.4 RIFERIMENTO LOCALE PER PLATEE



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

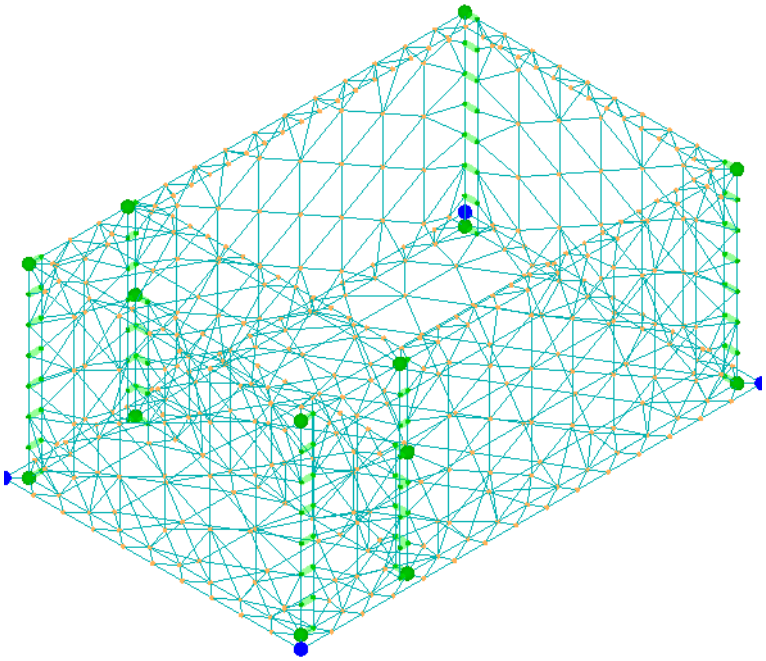
4.16 MODELLO DI CALCOLO

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

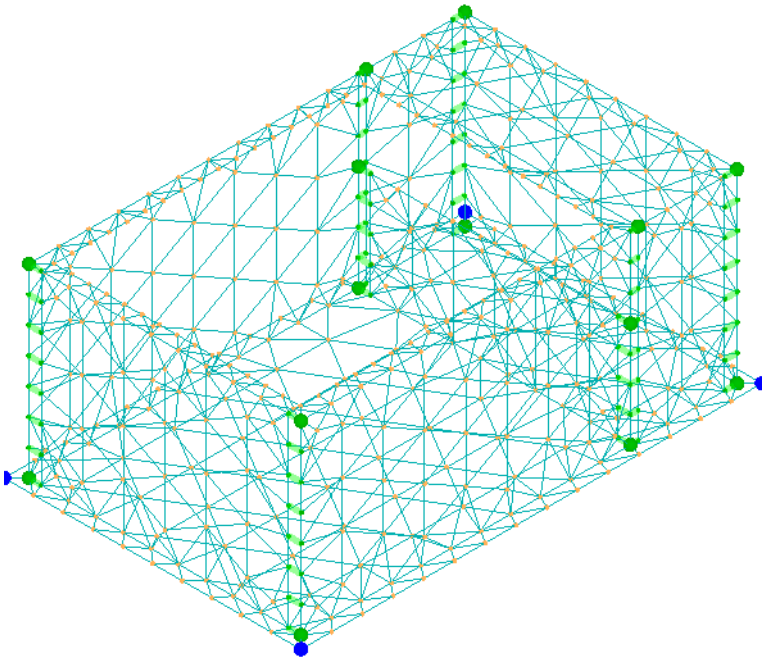
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

4.17 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel § 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

4.17.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne Mx, My, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^{\alpha} \leq 1$$

dove:

M_{Ex}, M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx}, M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie Mx, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna Mx, My, N, o la coppia Mx, N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

4.17.2 GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al § 7.4.4 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al ***taglio***, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di di estremità, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del § 7.4.4.1.2.2.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a ***flessione*** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD "A" e 1,1 per CD "B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd}, in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.1.

  Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al ***taglio***, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di

estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.2.

- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.3.1.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel § 7.4.4.5.1. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.5.2.

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al § 7.2.5 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- per le strutture progettate sia in CD"A" che in CD"B" il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 è associata al concomitante valore del momento flettente e del taglio ottenuto amplificando le azioni trasferite dagli elementi soprastanti con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I tabulati di calcolo relativi alle suddette verifiche sono riportati nell'elaborato TD.04.01.