Provincia di Brescia

Comune di Bienno

Comune di Prestine

IMPIANTO IDROELETTRICO "VASO RE' BIENNO"

sul canale artificiale esistente Vaso Re'

PROGETTO ESECUTIVO

Soggetto richiedente:

Comune di Bienno, Piazza Liberazione, 1 – 25040 Bienno (BS)
Tel. 0364 400 01 – Fax. 0364 406 610

25/03/2015	*PRIMA EMISSIONE*	*SOLIDeng*	0004	05	T0001
Data	*Descrizione dell'aggiornamento*	*ESTENSORE:*	*CODICE UNIVOCO ELAB.*		
	Contenuto dell' elaborato: RELAZIONE DELLE STRUTTURE				

Progettazione a cura dell'A.T.P. "G.S.R."

Mandataria capogruppo: Gruppo Ingegneria Energetica GIE s.r.l.
Via Creta, 31 25124 – Brescia
Codice fiscale e partita IVA: 030 23 580 982
Telefono e FAX: +39.(0)30.24.22.381 – info@gie-hydro.com

Mandante: SOLIDeng s.r.l.
Piazza Medaglie d'Oro, 3/G 25047 – Darfo Boario Terme (BS)
Codice fiscale e partita IVA: 035 02 170 982 – R.E.A.: BS-539523
Telefono e FAX: +39.(0)364.52.95.66 – info@solideng.it – protocollo@pec.solideng.it

Studio associato
ING.RI ROSSA
&
GEOM. PEDRETTI

Mandante: Ing. Rossa Ettore appartenente allo Studio associato Ing.ri Rossa & Geom. Pedretti
Via Pelabrocco – Condominio PERGOLA, 25043 Breno (BS) – ITALY
Telefono: +39.(0)364.22.747 – e-mail: rossa@g3informatica.it

I Progettisti:

II R.U.P.
(Comune di Bienno)

Sommario

1 PREMESSA 4
2 DESCRIZIONE GEOMETRICA DELL'OPERA 5
3 MODELLO FEM 8
3.1 Analisi dei carichi 9
3.1.1 Peso proprio elementi beam e shell 9
3.1.2 Carico solaio di copertura locale interrato 9
3.1.3 Carico solaio "botola" 9
3.1.4 Carico solaio tetto con orditura lignea 9
3.1.5 Carico su soletta in ca di accesso alla scala in carpenteria 10
3.1.6 Carico su soletta in ca sopra fossa turbina 10
3.1.7 Carico su soletta in ca piana di copertura locale esterno 10
3.1.8 Azione da neve 10
3.1.9 Azione da vento 10
3.1.10 Spinta delle terre 11
3.1.11 Spinta legata alla presenza di automezzi 12
3.1.12 Spinta della falda 13
3.2 Azioni sismiche 13
3.3 Combinazioni di carico 14
3.4 Risultati notevoli ottenuti dall'analisi 15
3.4.1 Pressioni sulla platea di fondazione 15
3.4.2 Verifiche SLU 16
3.4.3 Verifiche SLE 20
3.5 Validazione dei calcoli effettuati con codice di calcolo 22
3.5.1 Soletta di copertura edificio esterno. 22
3.5.2 Parete del locale interrato in adiacenza della stradina di accesso. 24
4 TIPO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI 28
4.1 Cemento armato 28
4.1.1 Calcestruzzi 28
4.1.2 Acciaio per C.A. 34
5 TABULATI DI CALCOLO DEL MODELLO CENTRALE 34
6 CONDOTTA FORZATA 35
6.1 Verifiche funzionamento in pressione 35
6.1.1 Tratto di condotta AS DN 500 sp 6.3 mm 35
6.1.2 Tratto di condotta AS DN 600 sp 6.3 mm 37
6.2 Verifica allo schiacciamento della condotta forzata AS DN 600 sp 6.3 38
7 TUBAZIONE NEL TRATTO APPESO 41
7.1 Calcolo delle dilatazioni termiche e scelta tipologia di compensatore 41
7.2 Calcolo delle sollecitazioni nella condotta 43
7.3 Calcolo delle mensole di supporto della condotta 44

8 NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....45

1 PREMESSA

La presente relazione è redatta a compendio del progetto esecutivo per la realizzazione dell'impianto idroelettrico denominato "Vaso Re' Bienno" in Comune di Bienno e tratta delle strutture da realizzare per l'edificio della Centrale, della verifica strutturale della condotta forzata nel tratto interrato, della condotta interrata di scarico e del tratto appeso della condotta di scarico.

I tabulati di calcolo del modello della centrale che al seguito si descriverà sono contenuti nell'elaborato ad essi dedicato: 0004-05-T0002_ TABULATI DI CALCOLO.

2 DESCRIZIONE GEOMETRICA DELL'OPERA

L'opera da realizzare ha una dimensione in pianta complessiva di circa 12.60m x 9.90m ed è suddivisibile in un manufatto interrato che assumerà la funzione di centrale e di un manufatto fuori terra adibito a locale di controllo e consegna dell'energia prodotta.

L'accesso alla centrale interrata può avvenire dal locale fuori terra tramite una scala in carpenteria metallica (non oggetto della presente relazione ed in cui calcolo e dimensionamento è a carico dell'impresa fornitrice), è prevista inoltre una botola nel solaio di copertura della centrale necessaria per l'installazione della turbina e per eventuali futuri interventi di manutenzione straordinaria.

La centrale è un edificio interrato in cui è individuato il vano scala di collegamento all'edificio fuori terra, il locale centrale vero e proprio e, ad una profondità superiore rispetto al piano di fondazione la fossa turbina che raccoglie e convoglia le acque turbinate verso lo scarico.
Le strutture della centrale sono così individuabili:

- Platea di fondazione in getto pieno di ca con spessore di 40cm e di 25cm nella zona della fossa turbina;
- Pareti di elevazione controterra con spessore di 40cm in ca;
- Solaio di copertura con lastre predalles il cui calcolo e dimensionamento sono a carico dell'impresa fornitrice;

All'interno dell'edificio fuori terra invece si individuano le restanti funzioni quali vano scala per l'accesso al locale centrale, Locale Enel, Locale misure e Locale trasformatore.

Le strutture della porzione fuori terra sono così individuabili:

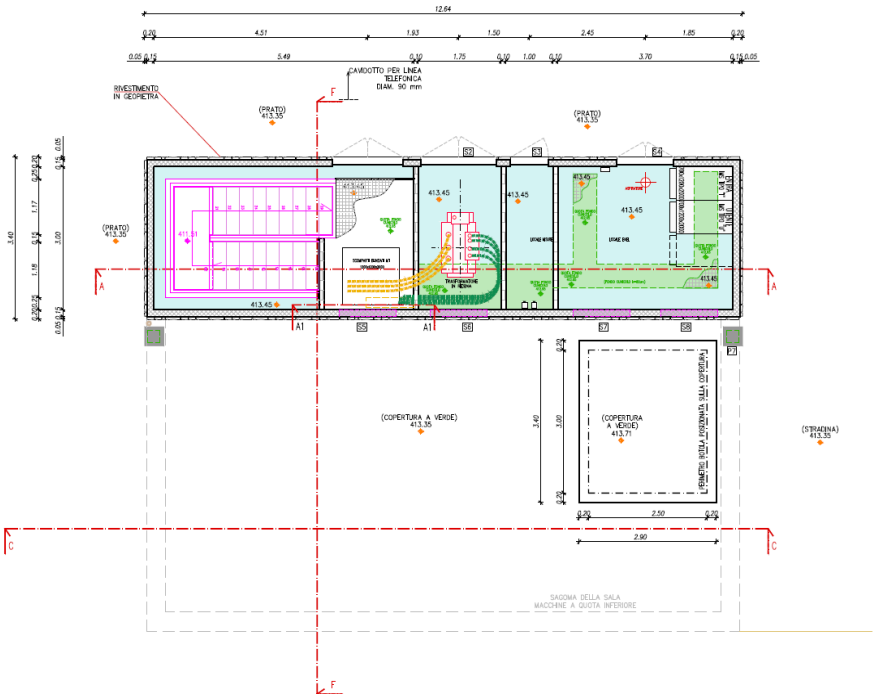
- Per le parti non direttamente sopra alle pareti di elevazione del locale interrato verranno realizzate travi sotto parete in ca;
- Pareti di elevazione in ca con spessore di 15 cm e considerate, ai fini strutturali come pareti estese debolmente armate;
- Solaio di copertura orizzontale in ca con spessore di 15 cm. Tale elemento non ha funzioni di manto di copertura in quanto tale funzione è attribuita ad un tetto con orditura in legno;
- Tetto in con orditura in legno ad un'unica falda con pendenza del 15% e lamiera preverniciata color testa di moro.
- Soletta di accesso al vano scala realizzata in ca con spessore 30cm

Per una miglior comprensione dell'opera si riportano alcune planimetrie e sezioni e si rimanda, per ulteriori dettagli agli elaborati grafici di progetto.

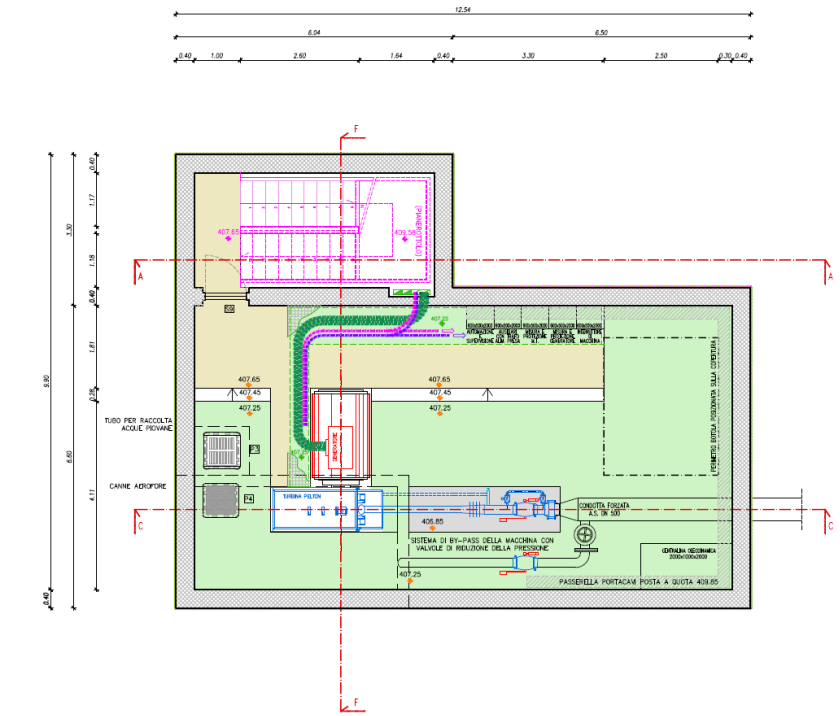
I calcoli sono stati eseguiti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni attraverso l'impiego di software di calcolo ad elementi finiti (PRO_SAP). Il dimensionamento e le verifiche sono stati eseguiti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, facendo riferimento alle Norme Tecniche del 14 gennaio 2008.

Si rimanda al capitolo dedicato per la descrizione del modello realizzato.

PLANIMETRIA CENTRALE QUOTA 415.50 m s.l.m. (QUOTA PIANO DI CAMPAGNA)
Scala 1:50

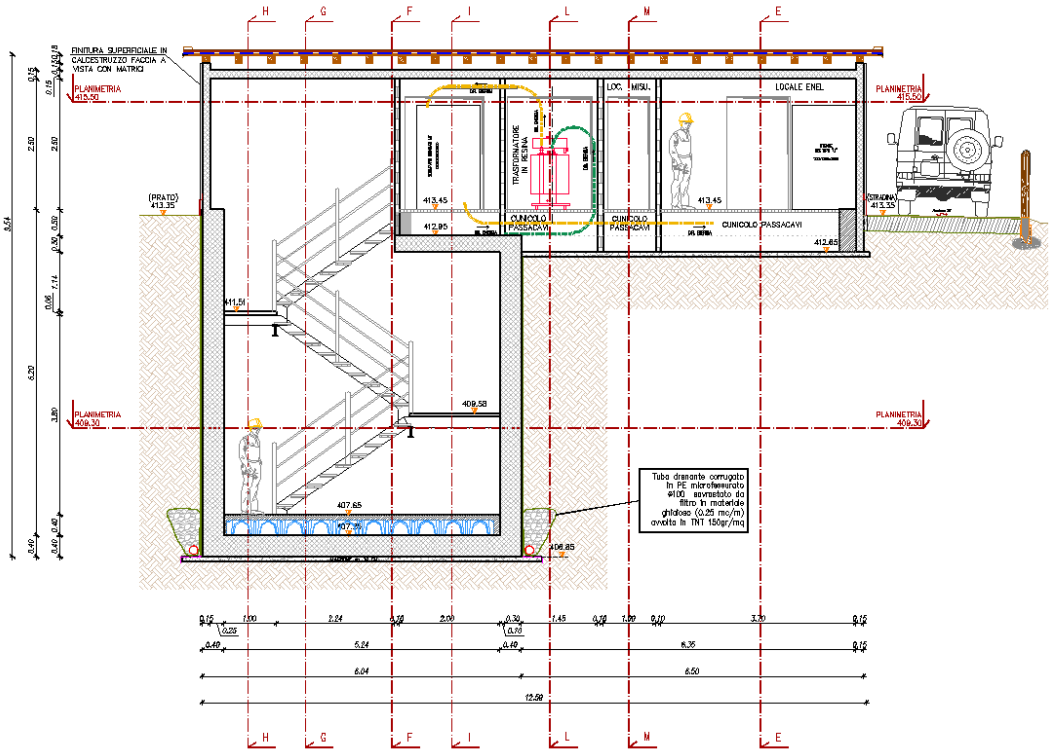


PLANIMETRIA CENTRALE QUOTA 409.30 m s.l.m.
Scala 1:50



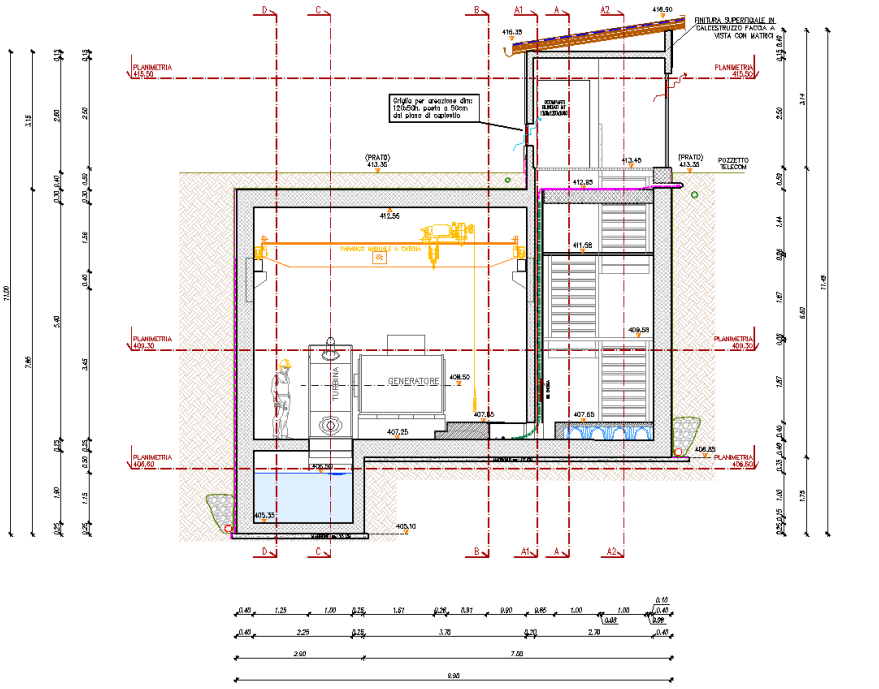
SEZIONE A–A

Scala 1:50



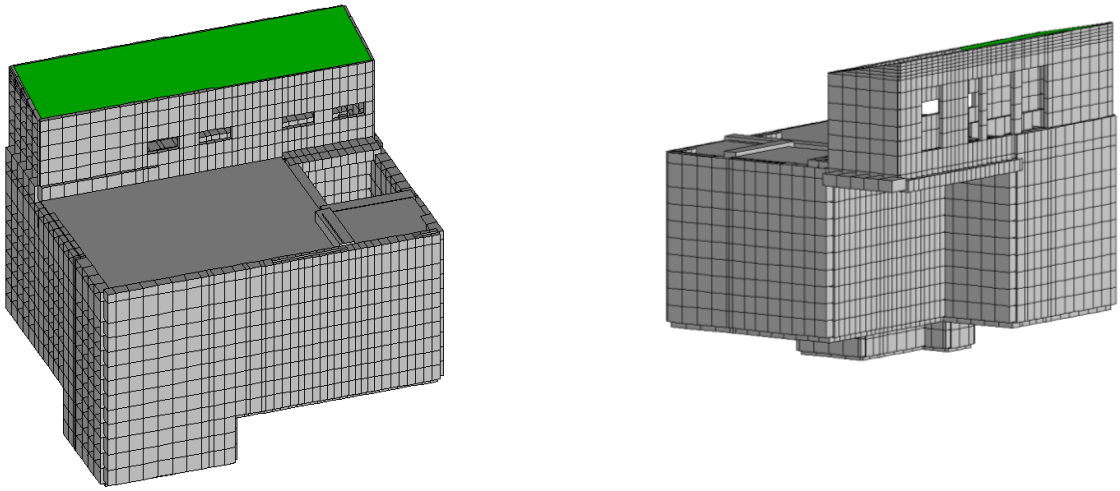
SEZIONE 1–1

Scala 1:50

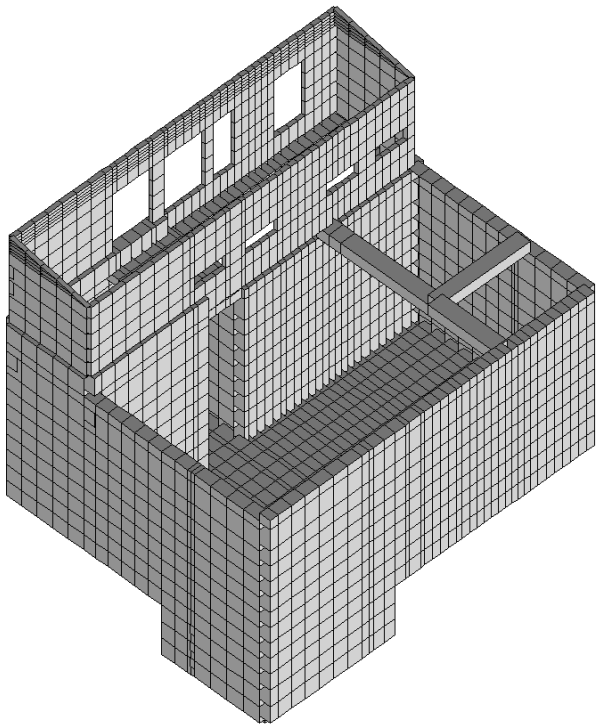


3 MODELLO FEM

Il modello ad elementi finiti della struttura è realizzato con il software PRO_SAP e sarà al seguito descritto.



Viste tridimensionali d'insieme del modello ad elementi finiti realizzato in PRO_SAP.



Vista tridimensionale d'insieme del modello ad elementi finiti realizzato in PRO_SAP a cui sono state eliminate le coperture.

La struttura è modellata tramite:

- Elementi Shell per le pareti in ca e per le solette in ca;
- Elementi Shell con proprietà fondazione, per le platee di fondazione. Tali elementi modellano una fondazione a platea su suolo elastico alla Winkler. E' stato attribuito in modo cautelativo un coefficiente k=2 kg/cm^3;
- Elementi Beam per le travi del solaio di copertura del locale interrato;
- Elementi Beam con proprietà fondazione per le travi di fondazione del locale esterno nelle zone in cui le pareti non sono impostate direttamente sulle pareti del locale interrato. Tali elementi modellano una fondazione su suolo elastico alla Winkler. E' stato attribuito in modo cautelativo un coefficiente k=2 kg/cm^3;
- Elementi solaio con relative caratteristiche di carico per il solaio di copertura del locale interrato, per la schematizzazione della botola e per il tetto inclinato dell'edificio fuori terra.

Per quanto riguarda la tipologia di struttura ai fini sismici è considerata a pareti estese debolmente armate.

3.1 Analisi dei carichi

Si riportano al seguito i carichi inseriti nel modello

3.1.1 *Peso proprio elementi beam e shell*

Tale azione è automaticamente considerata dal software che sulla base della geometria e del materiale inserito ne implementa il peso proprio.

3.1.2 *Carico solaio di copertura locale interrato*

Si assume per il solaio con lastre predalles 5+30+5 i seguenti carichi:

g_{1k}=500kg/m^2 (peso proprio solaio);
g_{2k}=800kg/m^2 (ricarico di 40sm di terreno);
q_k=500kg/m^2 (valore forfettario valutato a favore di sicurezza).

3.1.3 *Carico solaio "botola"*

La botola è schematizzata come un solaio in modo da modellarne il carico.

g_{1k}=78kg/m^2 (peso proprio botola ipotizzata di spessore pari ad 1 cm di acciaio);
g_{2k}=400kg/m^2 (ricarico di 20sm di terreno);
q_k=150kg/m^2 (carico neve).

3.1.4 *Carico solaio tetto con orditura lignea*

Si assumono i seguenti carichi:

g_{1k}+ g_{2k} =100kg/m^2 (carico del pacchetto di copertura);
q_k=150kg/m^2 (carico neve).

3.1.5 *Carico su soletta in ca di accesso alla scala in carpenteria*

Si assumono i seguenti carichi:

g_{1k}=automaticamente computato (spessore soletta 30cm)
g_{2k}=0 kg/mq;
q_k=400kg/m^2 (carico variabile scale).

3.1.6 *Carico su soletta in ca sopra fossa turbina*

Si assumono i seguenti carichi:

g_{1k}=automaticamente computato (spessore soletta 30cm)
g_{2k}=0 kg/mq;
q_k=400kg/m^2 (valore forfettario valutato a favore di sicurezza).

3.1.7 *Carico su soletta in ca piana di copertura locale esterno*

Si assumono i seguenti carichi:

g_{1k}=automaticamente computato (spessore soletta 15cm)
g_{2k}=0 kg/m^2;
qk=200kg/m^2 (valore forfettario valutato a favore di sicurezza).

3.1.8 *Azione da neve*

Il carico da norma è così valutato:

Zona Neve = I Alpina
Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00
Angolo di inclinazione della falda = 8,5°
$\mu 1$ = 0,80 => Q = 147 daN/m^2
Si assume un carico neve di q_k=150kg/mq che dovrà essere impiegato per il calcolo della copertura ed imposto come carico variabile sulla botola.

3.1.9 *Azione da vento*

Il carico da norma è così valutato:

Pressione del vento (p = qb Ce Cp Cd) = 64 daN/m^2 su superfici completamente impermeabili al vento a quota 3.60 m dal suolo.

Tale carico non verrà modellato in quanto i suoi effetti, sono sicuramente trascurabili.

3.1.10 *Spinta delle terre*

La Relazione Geologica, geotecnica e sismica redatta a compendio del presente progetto individua, per la zona in questione dei terreni con le caratteristiche sotto riportate.
Lo strato di coltre di suolo si estende per circa 1 m di spessore.

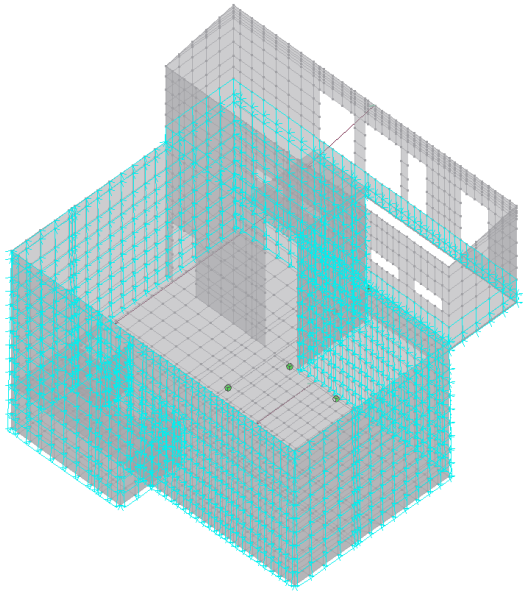
Tipologia di deposito	Peso specifico (kN/m³)	Angolo d'attrito (°)	Coesione (kN/m²)
Coltre a suolo	17.5	28	0.0
Depositi alluvionali	19.0	35	5.0

Estratto della Relazione Geologica, Geotecnica e Sismica

Si considererà, a favore di sicurezza un unico strato di terreno dal peso specifico di 18kN/m3 e un angolo di attrito $\phi = 30°$

Il calcolo della spinta attiva avverrà secondo la teoria di Rankine per la quale assume un andamento triangolare con valore massimo al piede della parete.

Nel modello tale azione viene modellata come sopra esposto e verrà impiegata nella valutazione delle sollecitazioni nelle combinazioni statiche di carico.



Vista tridimensionale d'insieme del modello ad elementi finiti realizzato in PRO_SAP con rappresentazione grafica dell'azione di spinta del terreno.

Per quanto riguarda l'interazione sisma-terreno essa verrà valutata in modo forfettario amplificandone l'azione per un coefficiente pari a 1.2 nelle combinazioni sismiche. Dunque, considerando una parete con

piano d'imposta alla fondazione a -6.10m rispetto al piano di campagna la spinta attiva del terreno gravante sulla stessa avrà valore massimo:

$g_{2k} = \Upsilon \times k_a \times H = 1.800 \times 0{,}33 \times 6{,}10 = 3660.00$ kg/m^2.

Il carico in questione verrà considerate come un'azione permanente portata.

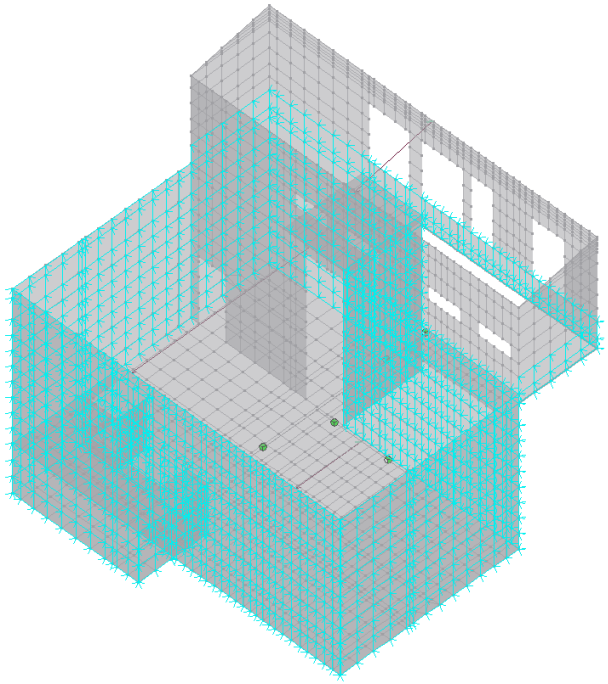
3.1.11 *Spinta legata alla presenza di automezzi*

L'accesso all'edificio può avvenire con automezzi. Dunque tale sovraccarico sul terreno si traduce per le pareti dell'edificio interrato adiacenti alla stradina di accesso in una sovraspinta dal valore costante pari al carico distribuito per il coefficiente di spinta attiva per il terreno che, come detto, è assunto con $\phi = 30°$ a $k_a = 1/3$.

In conformità alla tabella 3.1.II - *Valori di carico d'esercizio per le diverse categorie di edifici,* delle N.T.C. 2008, nella presente situazione si ritiene cautelativo considerare una categoria "G" - *Rimesse e parcheggi per transito automezzi di peso a pieno carico superiore a 30kN: da valutarsi caso per caso.*
Si ritiene opportuno adottare per tale azione un carico distribuito pari a 5,00 kN/m^2 quindi il carico variabile da applicare ai paramenti come spinta orizzontale con valore costante è:
$q_k = 500$kg/m$^2 \times k_a = 166.7$ kg/m^2

Sulla soletta di copertura della centrale non si prevede un carico dovuto all'accesso di automezzi a servizio delle operazioni di manutenzione che avverranno dalla stradina di accesso.

Il carico verrà, a favore di sicurezza applicato a tutte le pareti dell'edificio interrato.



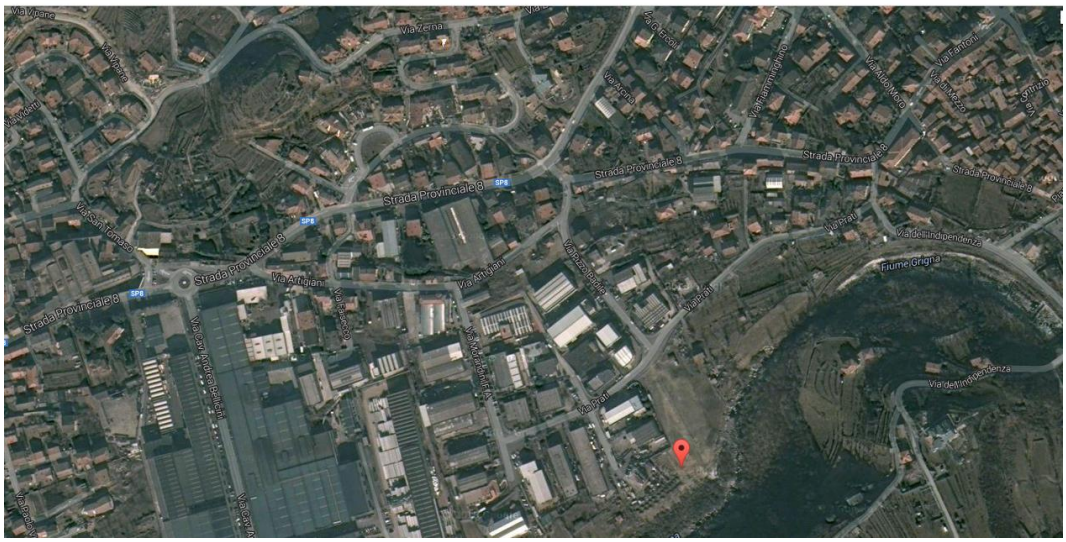
Vista tridimensionale d'insieme del modello ad elementi finiti realizzato in PRO_SAP con rappresentazione grafica dell'azione di spinta dovuta alla presenza di automezzi.

3.1.12 *Spinta della falda*

Si considera assenza di falda.

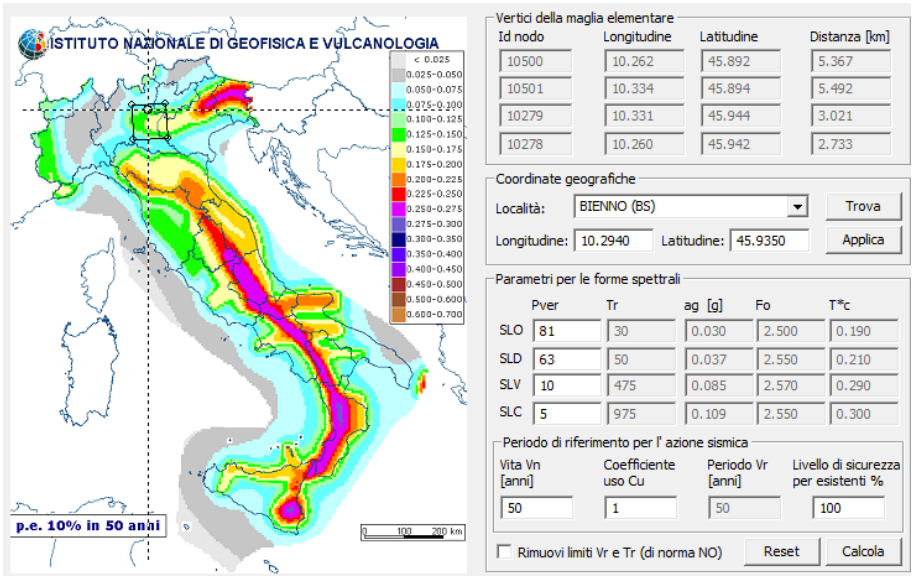
3.2 Azioni sismiche

Bienno, è classificato in zona sismica III. Le caratteristiche della pericolosità sismica di base sono al seguito riportate.3



Posizione della struttura oggetto della presente relazione.

Viene assunta una vita nominale della struttura pari a 50 anni. La classe d'uso è assunta pari a II (edifici ordinari il cui uso preveda normali affollamenti). Il periodo di riferimento per l'azione sismica è $V_R = 50 \times 1 = 50$anni.



Caratteristiche della pericolosità sismica di base per il sito in questione valutata con PRO_SAP

Si assume inoltre una categoria topografica T1 ed un sottosuolo di categoria C.

La struttura verrà progettata come una struttura a pareti estese debolmente armate, in classe di duttilità bassa assumendo un fattore di struttura per entrambe le direzioni pari a 1.5 (valore minimo).

Si realizzerà un'analisi dinamica lineare a spettro di risposta in cui si computeranno, come masse effettivamente eccitabili dalle accelerazioni sismiche quelle poste al di fuori del terreno (quindi sarà oggetto di azione sismica solo il locale esterno).

Per quanto riguarda l'interazione sisma-terreno essa verrà valutata in modo forfettario amplificandone l'azione per un coefficiente pari a 1.2 nelle combinazioni sismiche.

3.3 Combinazioni di carico

Le analisi eseguite sulla struttura sono state condotte combinando gli effetti delle sollecitazioni sopra indicate secondo i coefficienti e le combinazioni previste da Norma in modo da modellare le condizioni più gravose di carico.

Tali combinazioni sono state generate in modo automatico dall'algoritmo del programma di calcolo che individua tutte le possibili combinazioni di carico.

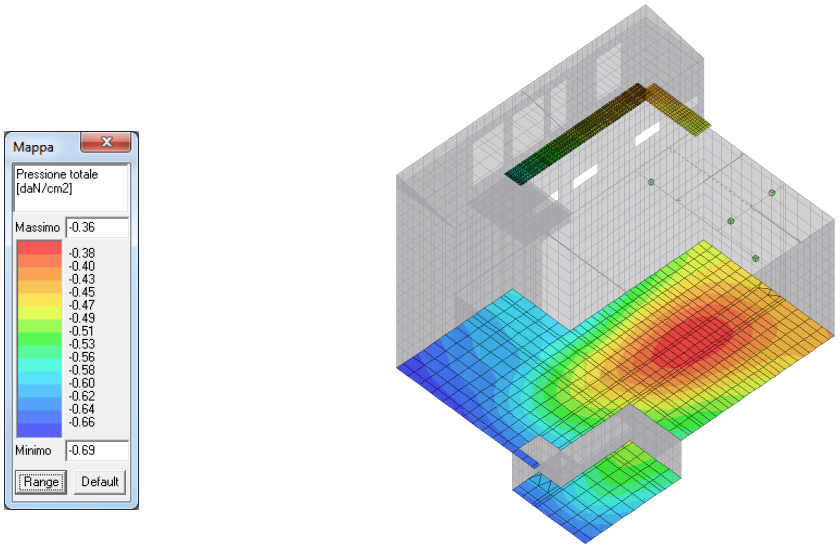
Per considerare in modo forfettario la sovraspinta del terreno si andrà a modificare le combinazioni sismiche imponendo in esse un coefficiente amplificativo pari a 1.2 sulla spinta del terreno.

3.4 Risultati notevoli ottenuti dall'analisi

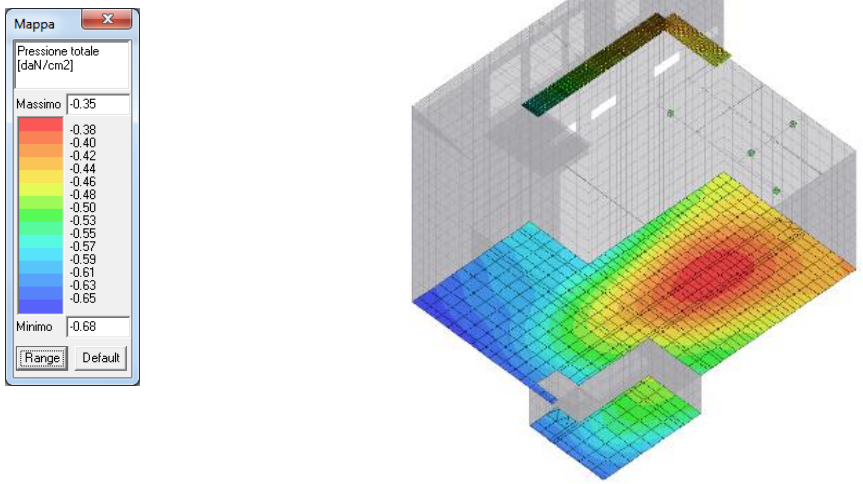
Si riportano al seguito alcuni risultati in forma grafica prodotti dall'analisi ad elementi finiti.

3.4.1 *Pressioni sulla platea di fondazione*

Si riportano gli output grafici del software ad elementi finiti, per quanto riguarda le pressioni massime ottenute in platea di fondazione nelle combinazioni in esercizio frequente e quasi permanente. Si riscontrano tassi di lavoro ridotti e sempre inferiori ad 1 kg/m^2 anche per le combinazioni SLU.



Andamento delle pressioni sul terreno nella combinazione SLE frequente (Comb 10)

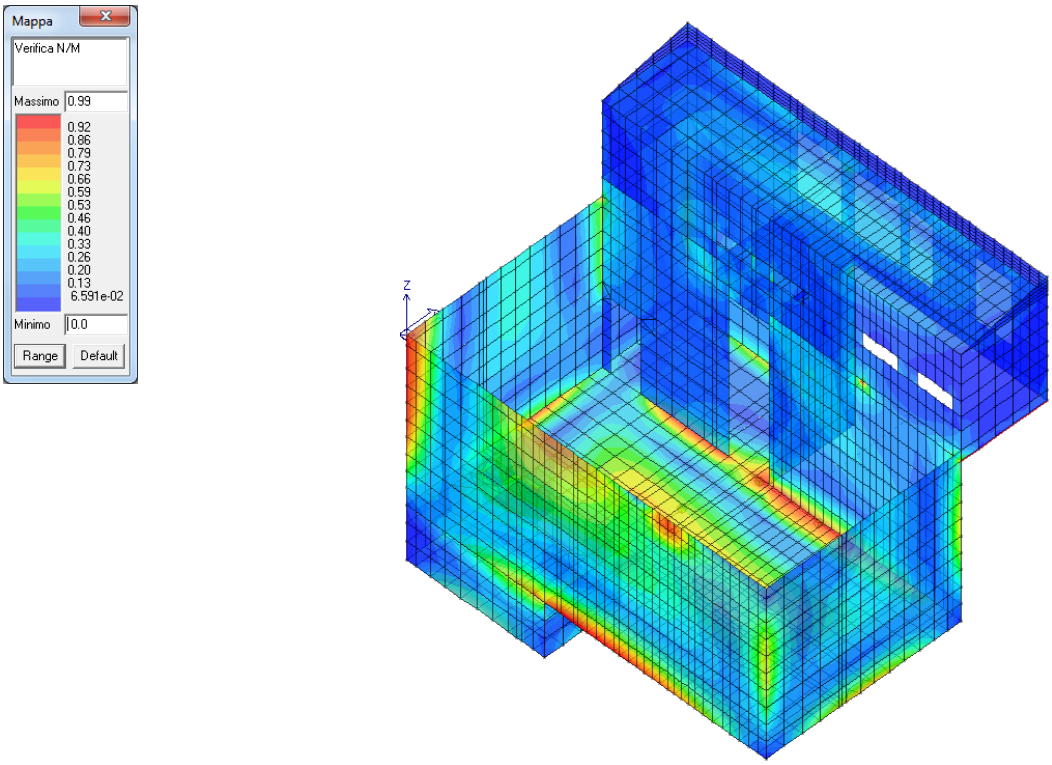


Andamento delle pressioni sul terreno nella combinazione SLE permanente (Comb 12)

3.4.2 *Verifiche SLU*

Verifica SLU N/M La verifica SLU N/M individua i valori massimi del rapporto Sollecitazione di progetto/sollecitazione ultima. Per esser verificato, il rapporto deve essere inferiore a 1.

Tale verifica evidenzia gli elementi maggiormente sfruttati. Sulla base di tali indicazioni si correggono le armature previste in progetto in modo da ridurre il rapporto di verifica e fornire un maggior margine di sicurezza.



Rappresentazione grafica del rapporto N/M.

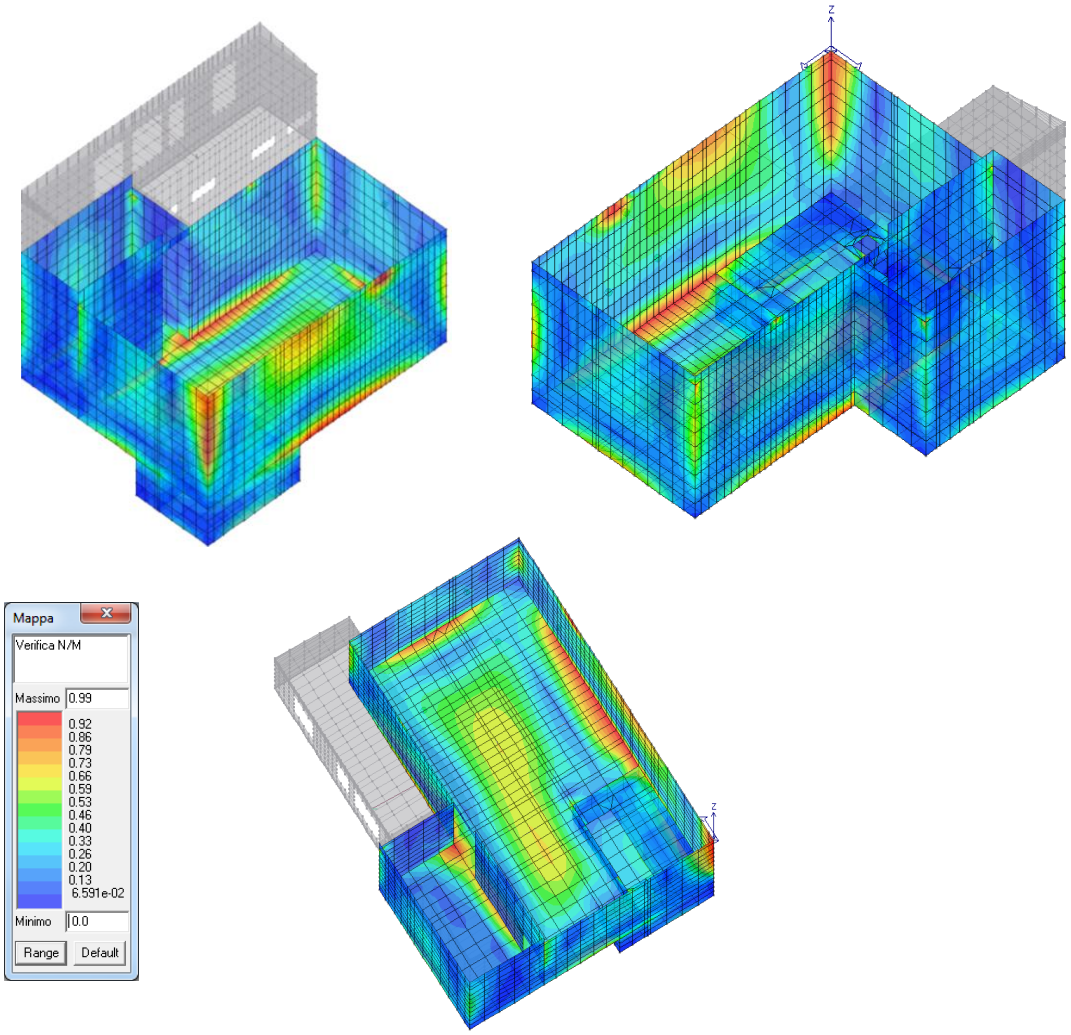
Il modello ad elementi finiti verifica la struttura così come modellate evidenziando tassi di lavoro elevati nella zona di appoggio della trave principale del solaio di copertura del locale interrato e negli spigoli di intersezione fra pareti e pareti e fra le pareti e platee. Non paiono invece soggette a particolare impegno le pareti e strutture dell'edificio esterno.

- Considerazioni riguardanti l'edificio interrato

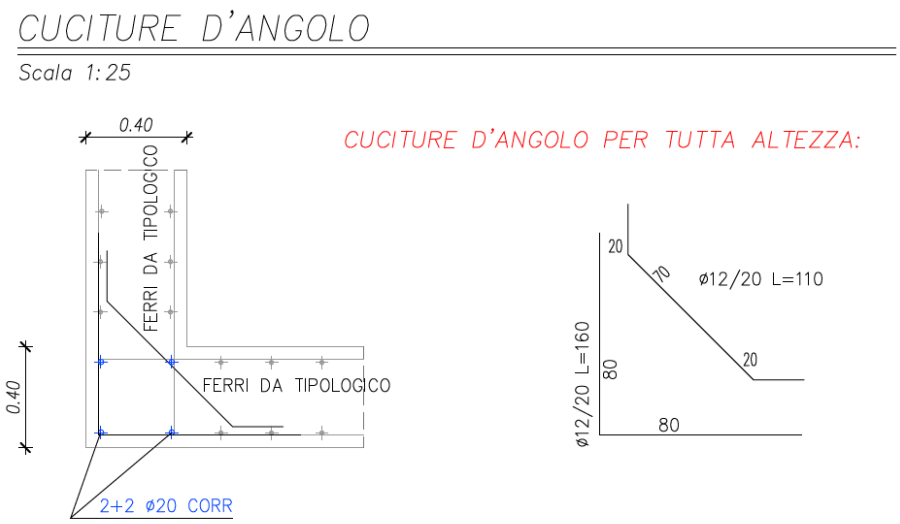
L'elevato tasso di lavoro in corrispondenza dell'appoggio della trave sopra menzionata pare un effetto locale di secondaria importanza vista anche la presenza dei cordoli perimetrali, che nel modello non sono inseriti e che di fatto consentono una migliore distribuzione del carico ivi concentrato ad opera della trave.

L'elevato tasso di lavoro negli spigoli invece evidenzia la necessità di effettuare congrue cuciture all'intersezione fra le pareti e fra pareti e platea di fondazione in modo da rendere il rapporto di verifica caratterizzato da un maggior margine di sicurezza.

In pratica, considerando che l'armatura di base inserita nel modello è costituita da di barre verticali Φ16/20 ambo i lati ed orizzontali Φ12/20 ambo i lati, per lo spigolo fra pareti verranno aggiunte nell'angolo 4 barre verticali Φ20 a tutta altezza e cuciture costituite da barre Φ12/20 conformate ad L lungo tutto lo sviluppo dello spigolo oltre ad ulteriori barre di cucitura dal medesimo diametro e passo così come sotto rappresentato nel particolare dedicato.

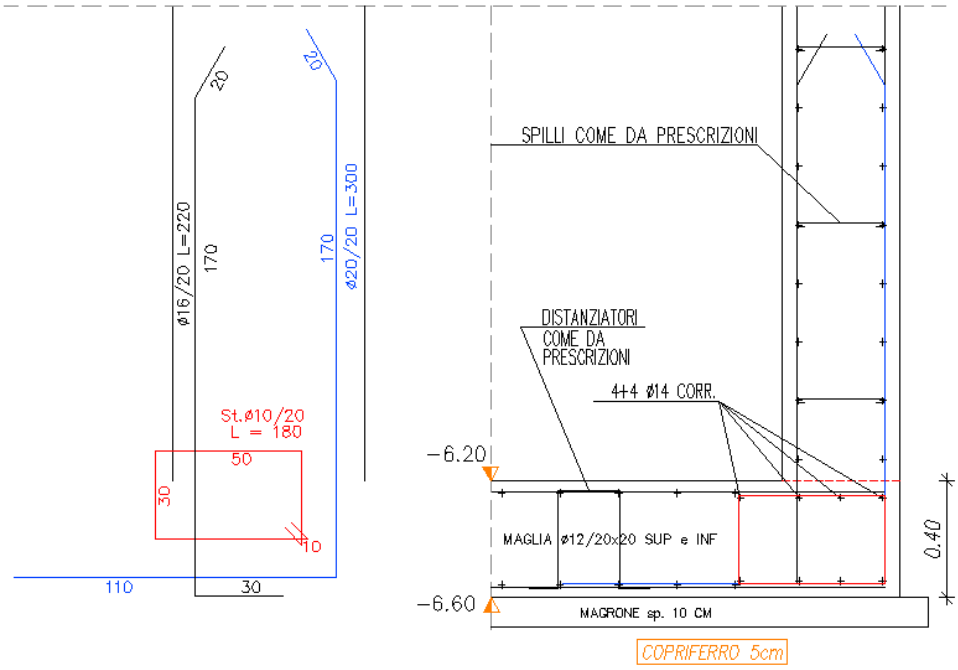


Rappresentazioni grafiche del rapporto N/M per l'edificio interrato



Estratto degli elaborati grafici di progetto riportanti in dettaglio delle cuciture d'angolo da realizzare.

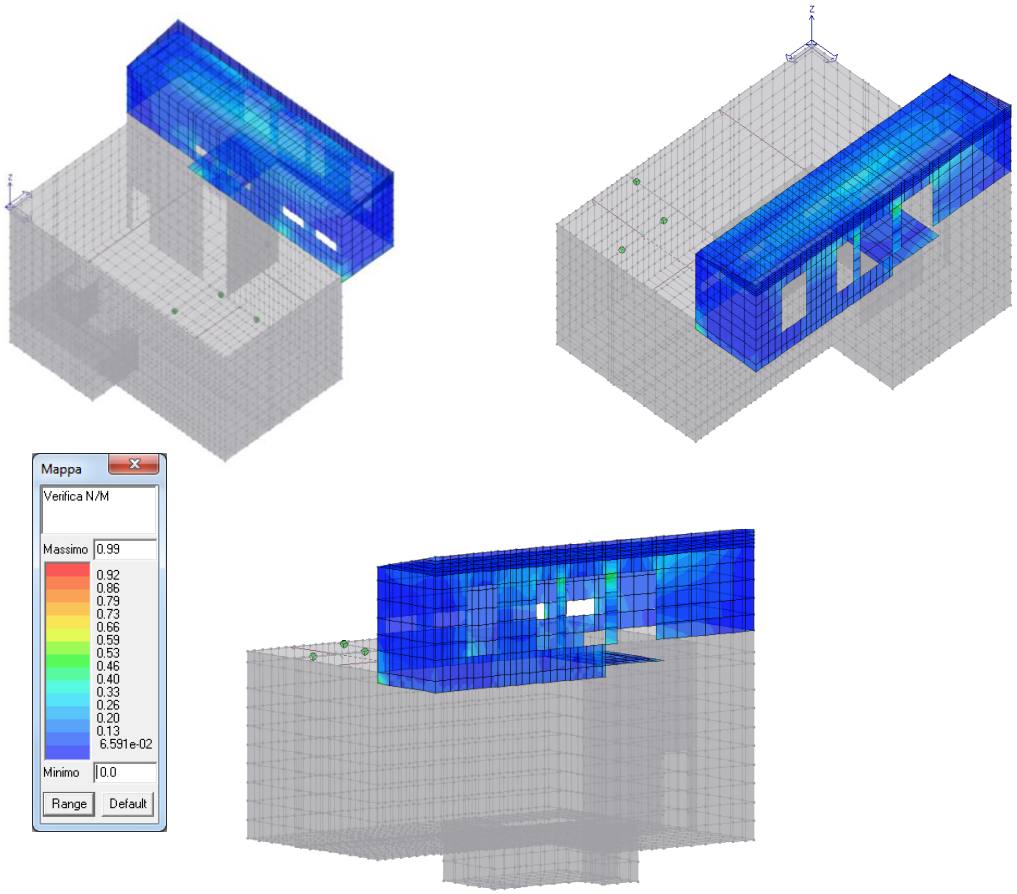
In fondazione la situazione verrà migliorata impiegando chiamate per le pareti conformate ad L Φ20/20 oltre che dalla presenza di un cordolo perimetrale di fondazione con staffe Φ10/20 e 4+4 Φ14 correnti.



Estratto degli elaborati grafici di progetto riportanti in dettaglio delle cuciture fra parete e platea da realizzare.

- Considerazioni riguardanti l'edificio fuori terra

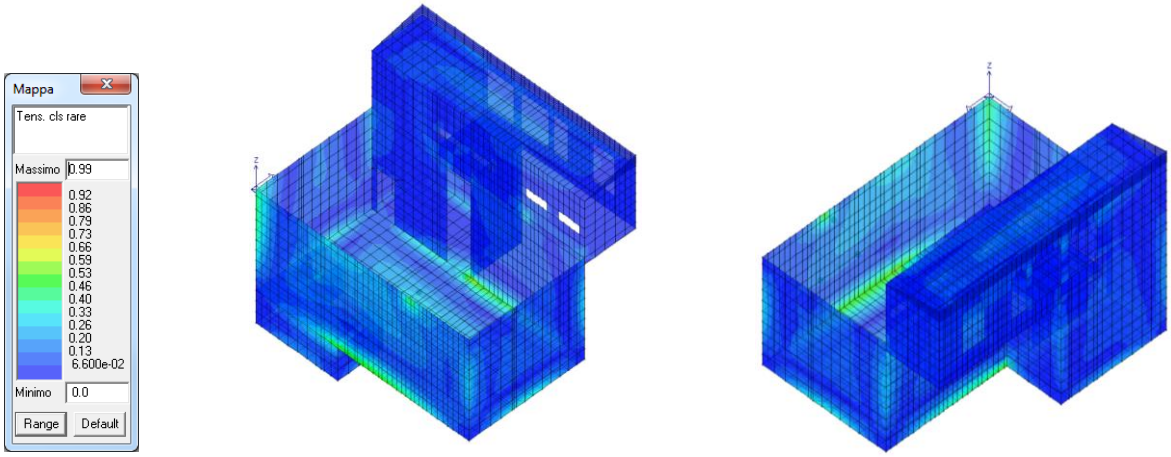
Non pare problematico il comportamento dell'edificio fuori terra che presenta bassi valori del rapporto di verifica a pressoflessione. Il massimo valore riscontrato è 0.64 e risulta localizzarsi in prossimità delle aperture. Il basso valore in questione oltre che la presenza, in corrispondenza delle aperture di architravi armate non richiedono ulteriori irrobustimenti.



Rappresentazioni grafiche del rapporto N/M per l'edificio fuori terra.

3.4.3 *Verifiche SLE*

Verifica SLE tensioni CLS rare. La verifica permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto fra la massima compressione nel cls e la resistenza fck in combinazioni rare. La verifica è soddisfatta se il rapporto è minore o uguale a 1.

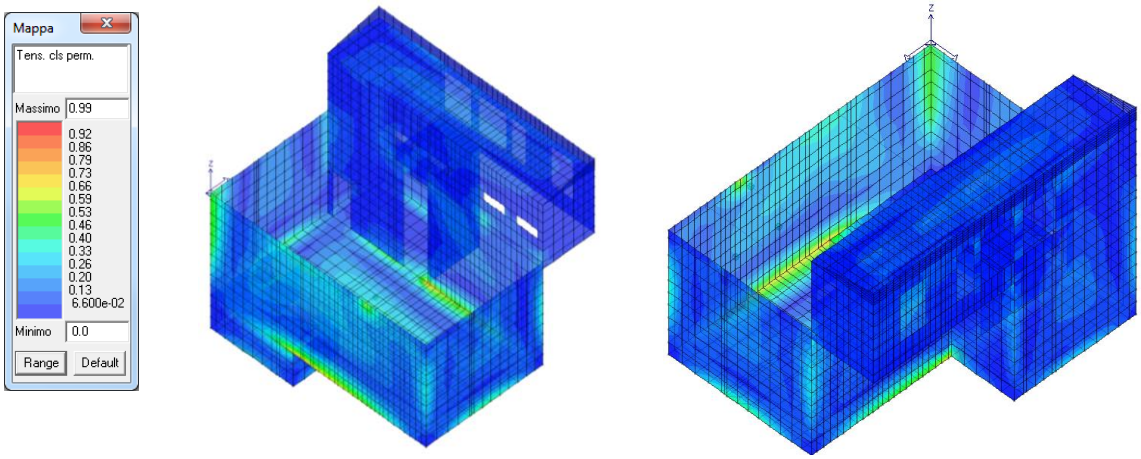


Rappresentazioni grafiche della verifica tensionale in combinazioni rare.

La verifica risulta soddisfatta e non si evidenziano rapporti di verifica elevati (valore massimo =0.66).

Come per la verifica a pressoflessione le zone più sollecitate restano le medesime.

Verifica SLE tensioni CLS permanenti. La verifica permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto fra la massima compressione nel cls e la resistenza fck in combinazioni quasi permanenti. La verifica è soddisfatta se il rapporto è minore o uguale a 1

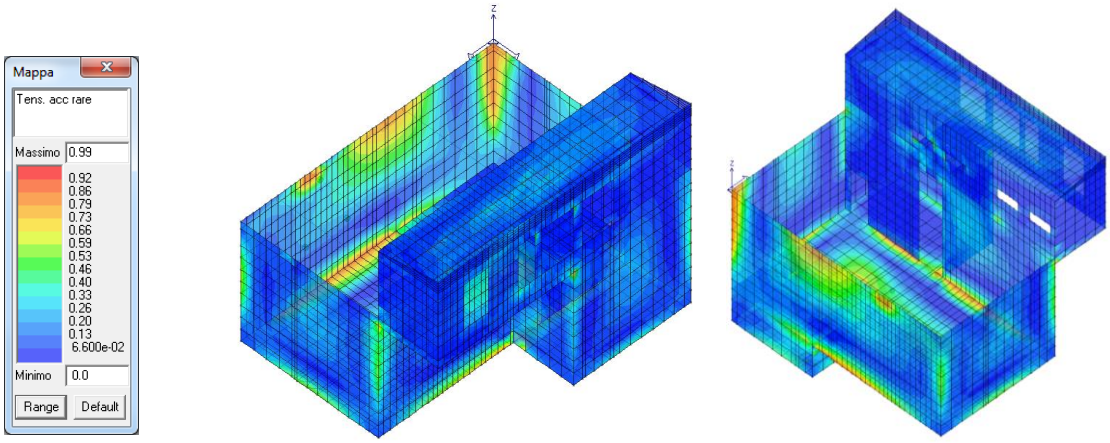


Rappresentazione grafica della verifica tensionale in combinazioni quasi permanente.

La verifica risulta soddisfatta e non si evidenziano rapporti di verifica elevati (valore massimo=0.80).

Come per la verifica a pressoflessione le zone più sollecitate restano le medesime.

Verifica SLE tensioni acciaio in combinazioni rare: Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell' acciaio e la tensione f_{yk} in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



Rappresentazione grafica della verifica tensionale dell'acciaio in combinazioni quasi rare.

Il valore massimo riscontrato è di 0.85 nelle zone in cui verrà realizzato l'incremento di armatura sopra descritto. Dunque in realtà tale valore sarà minore.

3.5 Validazione dei calcoli effettuati con codice di calcolo

A validazione del calcolo effettuato in modo automatico dal software sono stati eseguiti calcoli manuali di proporzionalmente e verifica. Si riportano al seguito alcuni esempi notevoli.

3.5.1 *Soletta di copertura edificio esterno.*

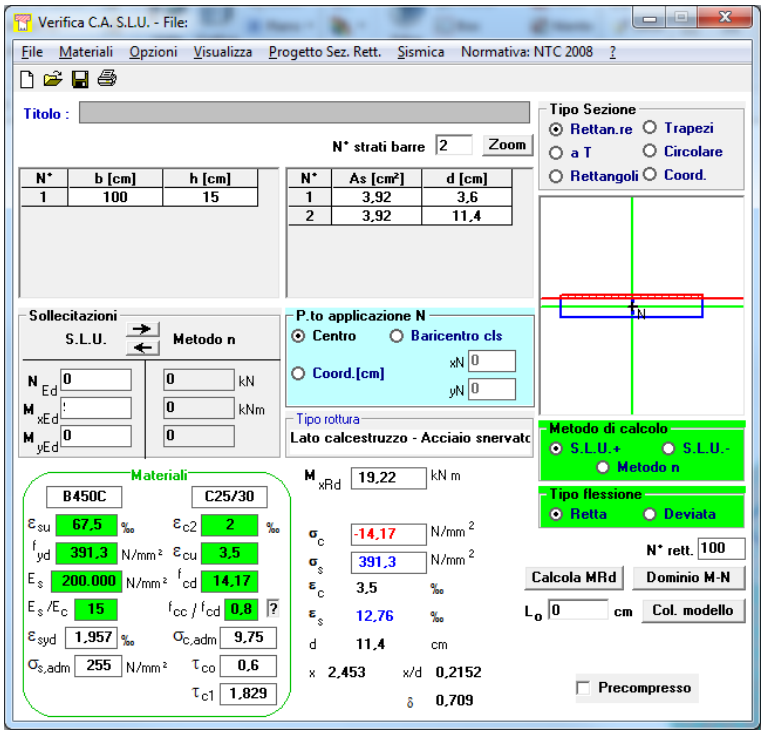
Si trascura a favore di sicurezza l'effetto piastra e si valuta una striscia di larghezza unitaria di soletta con schema statico di appoggio-appoggio.

Si avranno i carichi:

g_{1k}=0.15m x2500kg/m^{3}x1m =375kg/m
g_{2k}=0 kg/m;
qk=200kg/m

Luce = 3.15m
p_{slu}=1.3 x 375kg/m+1.5 x 200kg/m=788kg/m =7.88kN/m
M_{max}=7.88kN/m x (3.15m)^2/8 = 9.77kNm

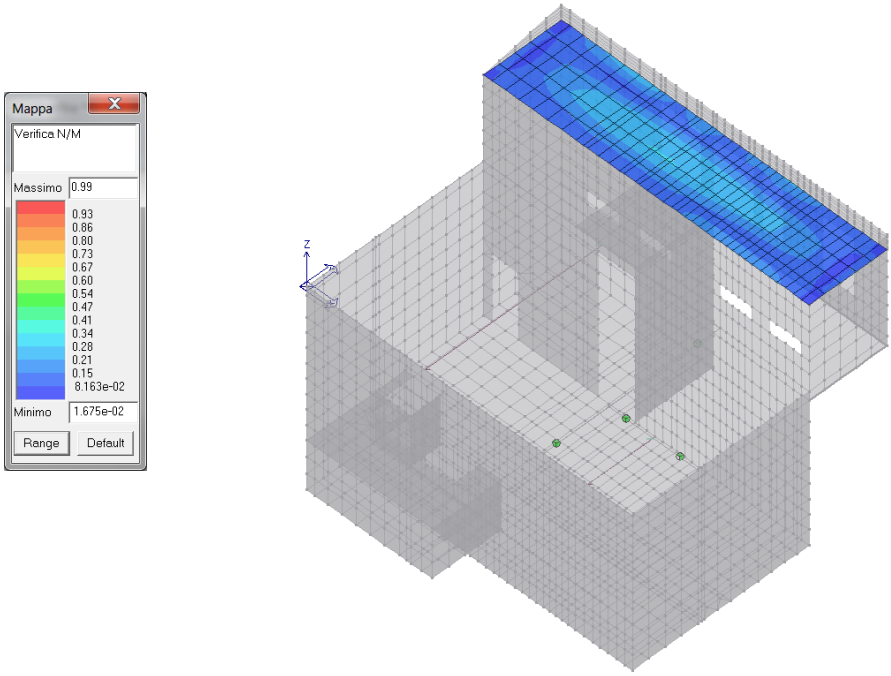
Si considera un copriferro pari a 3 cm
Si arma la platea con barre Φ10 con maglia 20x20 cm.
Il momento resistente, considerando un C25/30 è maggiore dell'azione sollecitante.



Calcolo del momento resistente della sezione in analisi con il software VcaSlu.

Il modello ad elementi finiti verifica la soletta con l'armatura sopra proposta.

In particolare, la verifica SLU N/M (pressoflessione) che individua i valori massimi del rapporto Sollecitazione di progetto/Sollecitazione ultima evidenzia valori massimi di 0.30 (verifica positiva se ≤ 1). Si evidenzia il potenziale risparmio di materiale che il funzionamento a piastra consentirebbe. A favore di sicurezza e anche per un migliore controllo della fessurazione si mantiene l'armatura sopra proposta.
Tale dimensionamento è giustificato anche dal compito che tale elemento deve sostenere in caso di sisma.
In tali condizioni esso infatti fungerà da diaframma di piano collegando mutuamente le pareti verticali garantendo il funzionamento scatolare all'insieme strutturale.



Schermata di verifica a pressoflessione effettuata da PRO_SAP

3.5.2 *Parete del locale interrato in adiacenza della stradina di accesso.*

Si considera la situazione di centrale ultimata, con rinterri completati e contemporanea presenza di mezzi nella stradina adiacente e sisma in atto (configurazione di carico più gravosa).

Spinta terre:

Si amplifica il carico del terreno per un coefficiente 1.2 ulteriore rispetto a quello previsto dalle combinazioni SLU pari ad 1.3 per valutare la sovraspinta sismica.

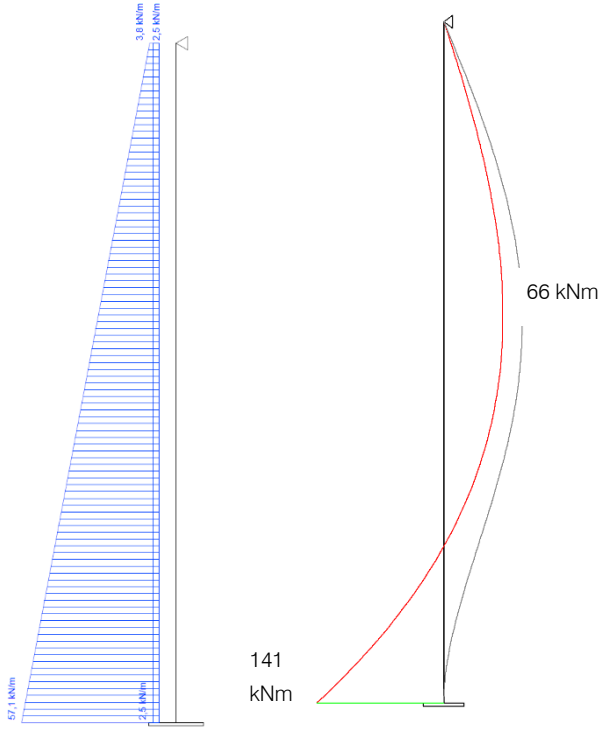
Si avrà dunque una spinta attiva del terreno trapezoidale con, in corrispondenza dell'incastro di base una pressione di 5710 kg/mq mentre in sommità una pressione pari a 374 kg/mq.

Spinta dovuta ad automezzi

L'azione imposta dalla possibile presenza di autoveicoli sulla stradina di accesso, come detto in precedenza è valutata con un carico di 500 kg/mq. Tale carico si traduce, sulla parete della centrale in un carico distribuito orizzontale con andamento costante. Essendo tale azione considerata variabile viene incrementata a mezzo di un coefficiente 1.5. L'azione dunque è valutata con intensità: 250kg/mq

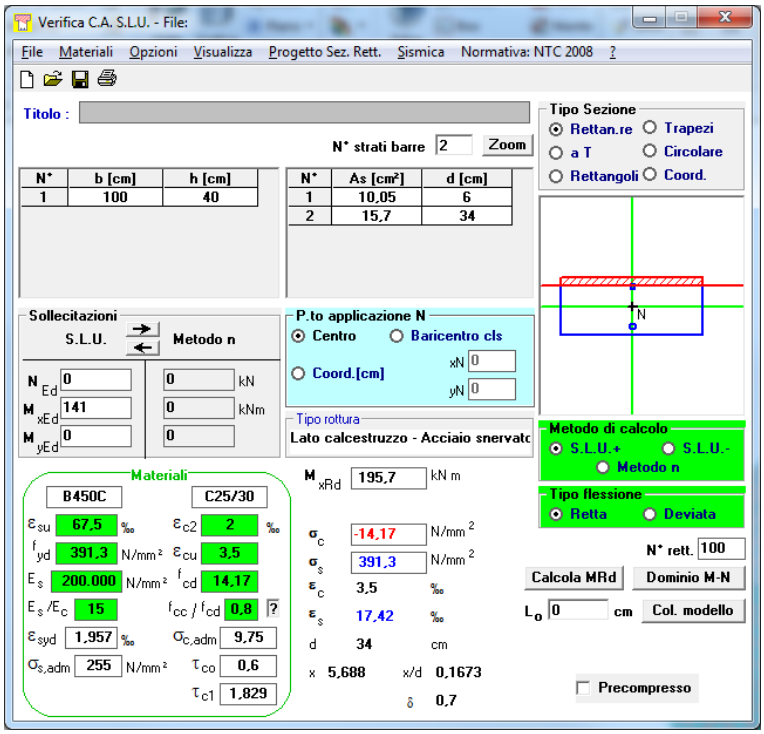
Considerando una striscia di larghezza unitaria di parete, che viene valutata secondo lo schema statico di trave incastro-appoggio si possono valutare le sollecitazioni date dai carichi sopradetti.

Si riporta il diagramma dei carichi utilizzati per la determinazione delle sollecitazioni ed il corrispondente diagramma di sollecitazione flettente:



Schematizzazione di carico e sollecitazione flettente corrispondente.

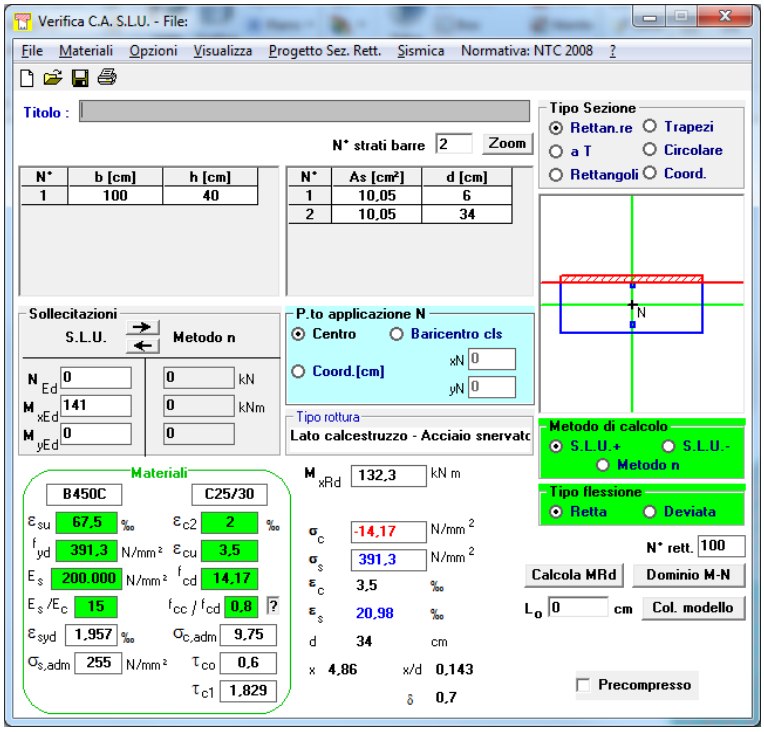
La sezione maggiormente sollecitata è quella in corrispondenza dell'incastro di base, per la quale si propone una soluzione con 5 Φ20 al lato teso e 5Φ16 al lato compresso.
Si considera un copriferro di 5 cm



Calcolo del momento resistente della sezione in analisi con il software VcaSlu.

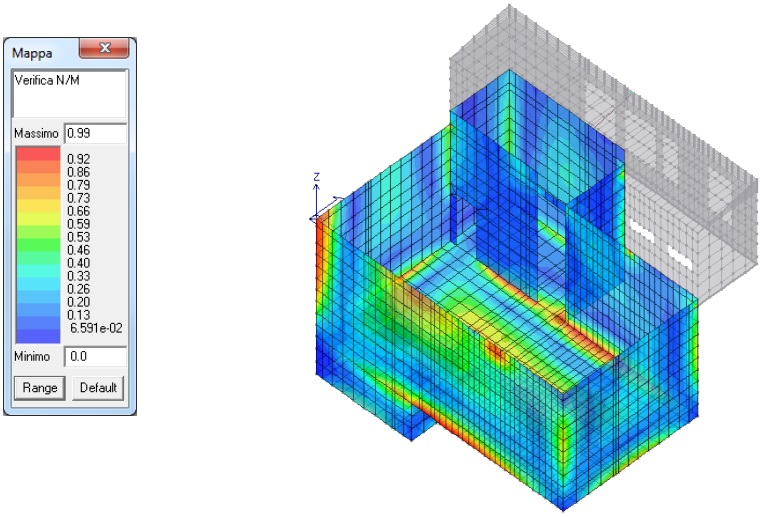
Il momento resistente supera quello sollecitante dunque la verifica è soddisfatta così come evidenziato nella verifica SLU N/M realizzata dal software i cui risultati grafici sono riportati nel capitolo dedicato e nell'estratto seguentemente analizzato.

La sezione, maggiormente sollecitata da momento positivo invece prevede la presenza di 5Φ16 lato teso e 5Φ16 lato compresso. La verifica della sezione con VcaSlu conferma il corretto proporzionamento effettuato.



Calcolo del momento resistente della sezione in analisi con il software VcaSlu.

Il modello ad elementi finiti verifica le pareti con barre verticali Φ16/20 ad ambo il lati ed orizzontali Φ12/20 ambo i lati evidenziando tassi di lavoro elevati nella zona di appoggio della trave principale del solaio di copertura del locale interrato e negli spigoli di intersezione fra pareti e pareti e fra le pareti e platee.



Rappresentazione grafica della verifica a pressoflessione realizzata dal modello ad elementi finiti.

Il primo aspetto pare un effetto locale di secondaria importanza vista anche la presenza dei cordoli perimetrali, che nel modello non sono inseriti, che di fatto consentono una migliore distribuzione del carico ivi concentrato ad opera della trave.

Il secondo aspetto evidenzia la necessità di effettuare congrue cuciture all'intersezione fra le pareti e fra pareti e platea di fondazione in modo da rendere il rapporto di verifica caratterizzato da un maggior margine di sicurezza.

La gestione di tali zone è precedentemente trattata nel capitolo in cui sono riportati i risultati delle analisi effettuate evidenziando anche le soluzioni proposte.

4 TIPO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

4.1 Cemento armato

4.1.1 *Calcestruzzi*

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.2;

Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;

UNI EN 206-1/2006;

UNI 11104.

Tipologia strutturale:	Fondazioni ed elevazioni interrate
Condizioni ambientali:	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida)
Diametro massimo aggregati:	20 mm

Tipologia strutturale:	Elevazioni e strutture fuori terra
Condizioni ambientali:	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida)
Diametro massimo aggregati:	20 mm

Dosatura dei materiali.

La dosatura dei materiali per ottenere Rck 300 (30) è orientativamente la seguente (per m^3 d'impasto).

sabbia	0.4 m^3
ghiaia	0.8 m^3
acqua	150 litri
cemento tipo 325	350 kg/m^3

Qualità dei componenti

La sabbia dovrà essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia dovrà contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche dovranno essere accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata;pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Modalità di getto della soletta e provini da prelevarsi in cantiere

La platea di fondazione dovrà essere gettata tutta in modo continuativo senza interruzioni.

Dovranno essere prelevati n° 2 provini per ogni betoniera e comunque in numero sufficiente da consentire l'esecuzione del controllo di accettazione del cls previsto dalle norme.

Parametri caratteristici del calcestruzzo e tensioni limite per il metodo degli stati limite

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
250	207.5	117.6	10.5	[kg/cm^2]
300	249.0	141.1	11.9	[kg/cm^2]
350	290.5	164.6	13.3	[kg/cm^2]
400	332.0	188.1	14.5	[kg/cm^2]
450	373.5	211.6	15.7	[kg/cm^2]
	415.0	235.2	16.8	[kg/cm^2]

Rck	fck	fcd	fctm	u.m.
25	20.75	11.75	1.05	[N/mm^2]
30	24.90	14.11	1.19	[N/mm^2]
35	29.05	16.46	1.32	[N/mm^2]
40	33.20	18.81	1.44	[N/mm^2]
45	37.35	21.16	1.56	[N/mm^2]
50	41.50	23.51	1.67	[N/mm^2]

legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
  $f_{ck} = 0.83\ R_{ck}$;
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
  $fcd = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c$
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
  $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$;

  $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$;

  $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq$ C50/60

  $f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi $>$ C50/60

<u>Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:</u>

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);

0.10mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: 10*10 ^ (-6) °C ^ (-1).

Viscosità $\varphi = 1.70$.

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 –1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	**X0**	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici:in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante.In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata.Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	**XC1**	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse i acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	**XC2**	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi,fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	**XC3**	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XC4**	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	**XD1**	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XD2**	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenete cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	**XD3**	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Estratto con le classi di esposizione da considerare nelle strutture in ca.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 –1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	**XS1**	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare .	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	**XF1**	Moderata saturazione d'acqua,in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	**XF2**	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	**XF3**	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	**XF4**	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	**XA1**	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XA2**	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	**XA3**	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

Estratto con le classi di esposizione da considerare nelle strutture in ca.

4.1.2 *Acciaio per C.A.*

(Rif. D.M. 14.01.2008, par. 11.3.2)

ACCIAIO PER C.A. B450C	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq$ 4580 kg/cm^2 ($\geq$ 450 N/mm^2)
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq$ 5500 kg/cm^2 ($\geq$ 540 N/mm^2)
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 =$ 3980 kg/cm^2 (= 391 N/mm^2)

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \qquad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre: $6 \leq \phi$ 40 mm.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq$ 16 mm.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $6 \leq \phi$ 16 mm.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{min}/\phi_{max} \geq 0.6$

Dovranno essere prelevati, come previsto dalle vigenti normative tecniche un numero di spezzoni sufficienti all'esecuzione delle prove di accettazione dell'acciaio così come da indicazioni della D.L.

5 TABULATI DI CALCOLO DEL MODELLO CENTRALE

Per i tabulati di calcolo si rimanda all'elaborato 0004-05 T0002 ad essi dedicato.

6 CONDOTTA FORZATA

6.1 Verifiche funzionamento in pressione

Nel presente capitolo si eseguono le verifiche strutturali della condotta interrata.
Si prenderanno come riferimento le norme UNI EN 10224.
Inoltre verrà effettuata una verifica valutando il coefficiente di sicurezza nei confronti dello snervamento della condotta considerando la tensione circonferenziale sviluppata nelle pareti della condotta nella la condizione più gravosa.

6.1.1 *Tratto di condotta AS DN 500 sp 6.3 mm*

Il tratto in questione ha una lunghezza di circa 451 m e sarà soggetto, nel punto più a valle caratterizzato da questa tipologia di tubazione ad una pressione statica di 35.30 m di colonna d'acqua.

Prova idrostatica di tenuta secondo UNI EN 10224

Considerando una condotta in Acciaio L275 secondo il prospetto 3 della UNI EN 10224 la tensione di snervamento in caso di spessori ≤16 mm è di $275\ \frac{N}{mm^2}$

Considerando i metodi di prova riportati al capitolo 10 della summenzionata norma si considera la Prova Idrostatica riportata al punto 10.3.2.

"Il tubo deve resistere alla prova senza perdite o deformazioni visibili. La prova idrostatica deve essere eseguita ad una pressione di prova di 70 bar oppure P, calcolata dalla seguente equazione, qualunque sia la minore,[…]"

$$P = \frac{20\,S\,\cdot T}{D}$$

Ove:

P è la pressione di prova in bar;

D è il diametro esterno specificato [mm];

T è lo spessore di parete specificato [mm];

S è la sollecitazione in MPa corrispondente al 70% del carico unitario minimo di snervamento specificato per il grado di acciaio utilizzato.

Dunque

$$P = \frac{20\,S\,\cdot T}{D} = \frac{20 \cdot 0.70 \cdot 275\ \frac{N}{mm^2}\ \cdot 6.3mm}{500mm} = 48.51\ bar$$

Una condotta con siffatte caratteristiche dunque dovrebbe soddisfare una verifica a tenuta con una pressione idrostatica di 48.51 bar, corrispondente ad un salto di 494 m di colonna d'acqua ben superiore al salto di 35.30m intercorrente fra la quota di prelievo e il punto considerato.

Considerando anche la sovrappressione in caso di colpo d'ariete moltiplicando la pressione in esercizio con un coefficiente pari a 1.5, la verifica risulta comunque ampliamente soddisfatta (si avrebbe una pressione di circa 52.95 m di colonna d'acqua).

Verifica di resistenza

Si considera la condotta interrata soggetta alla massima pressione idrostatica in caso di normale esercizio amplificata per un coefficiente forfettario di 1.5 per tenere in considerazione l'evenienza di colpo d'ariete dovuto a brusche operazioni degli organi di manovra.

Si valuterà la tensione circonferenziale indotta dalla pressione dell'acqua nell'acciaio delle pareti della condotta, confrontandone il valore con la tensione di snervamento del materiale.

La tensione indotta da un fluido in pressione in una condotta è valutata tramite la formula di Mariotte:

$$\sigma_s = \frac{P \cdot D}{2T} \leq 275\text{MPa}$$

Ove:

P è la pressione di prova in MPa;

D è il diametro della tubazione [mm];

T è lo spessore di parete specificato [mm];

La verifica risulta ampliamente soddisfatta.

Dati tubazione		
Diametro esterno:	mm	500
Spessore:	mm	6,3
Carichi		
Pressione di esercizio:	m H2O	35,5
Fattore colpo d'ariete		1,5
Pressione idrostatica amplificata per colpo d'ariete	m H2O	53,25
Tensione circonferenziale indotta dalla pressione	N/mm^2	20,60
Stato di sforzo complessivo (GIP)		
σ_s	N/mm^2	21
Coefficiente di sicurezza S275		13,35
(nei confronti dello snervamento)		***OK***

6.1.2 *Tratto di condotta AS DN 600 sp 6.3 mm*

Il tratto in questione ha una lunghezza di circa 817m e sarà soggetto, al valore massimo di pressione idrostatica pari a 113.3 m di colonna d'acqua.

Prova idrostatica di tenuta secondo UNI EN 10224

Considerando una condotta in Acciaio L275 secondo il prospetto 3 della UNI EN 10224 la tensione di snervamento in caso di spessori ≤16 mm è di 275 $\frac{N}{mm^2}$

La verifica viene così esplicitata:

$$P = \frac{20\,S\,\cdot T}{D} = \frac{20 \cdot 0.70 \cdot 275\ \frac{N}{mm^2}\ \cdot 6.3mm}{600mm} = 40.425\ bar$$

Una condotta con siffatte caratteristiche dunque dovrebbe soddisfare una verifica a tenuta con una pressione di 40.425 bar, corrispondente ad un salto di 412 m di colonna d'acqua ben superiore al salto di 113.3m intercorrente fra la quota di prelievo e la quota dell'asse della turbina.

Considerando anche la sovrappressione in caso di colpo d'ariete moltiplicando la pressione in esercizio con un coefficiente pari a 1.5 la verifica risulta comunque ampliamente soddisfatta (si avrebbe una pressione di circa 170 m di colonna d'acqua).

Verifica di resistenza

La verifica di resistenza viene fatta come in precedenza valutando la tensione indotta dalla pressione del fluido nelle pareti della condotta forzata e la resistenza allo snervamento del materiale.

Dati tubazione		
Diametro esterno:	mm	600
Spessore:	mm	6,3
Carichi		
Pressione di esercizio:	m H2O	113,3
Fattore colpo d'ariete		1,5
Pressione idrostatica amplificata per colpo d'ariete	m H2O	169,95
Tensione circonferenziale indotta dalla pressione	N/mm^2	79,23
Stato di sforzo complessivo (GIP)		
σ_S	N/mm^2	79
Coefficiente di sicurezza S275		3,47
(nei confronti dello snervamento)		***OK***

6.2 Verifica allo schiacciamento della condotta forzata AS DN 600 sp 6.3

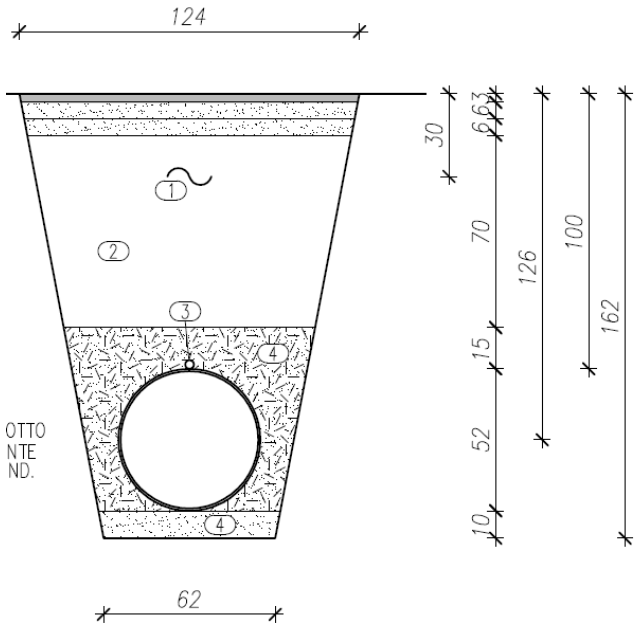
Si riporta al seguito la verifica allo schiacciamento della condotta forzata nel tratto in cui è formata con tubazioni AS DN 600 sp6.3, relativamente alla condizione più gravosa che si evidenzia in caso di condotta non in pressione e tracciato sotto strada.

Le sollecitazioni su un tubo interrato dipendono dall'interazione tubo-terreno, fortemente legata alla deformabilità relativa dei due elementi: se il tubo si deforma più del terreno che lo circonda, sarà sollecitato in modo minore, poiché deformandosi sensibilmente coinvolge il terreno di rinfianco a collaborare alla resistenza.

Le tubazioni in acciaio sono usualmente classificate come tubazioni semirigide. Nel calcolo che si eseguirà verrà imposta, in modo cautelativo la caratteristica di tubo rigido.

Nelle tubazioni rigide la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di rottura senza deformazione significativa della sezione; pertanto, tutte le tubazioni rigide hanno un proprio e ben definito carico di rottura per schiacciamento. Dal momento che la resistenza a rottura di una tubazione rigida interrata dipende in modo sostanziale dalle modalità di rinterro, è assolutamente necessario che in fase di progetto siano esattamente definiti il tipo di posa, il materiale di sottofondo e rinfianco ed il grado di compattazione del medesimo.

Nel caso in esame sono state considerate le condizioni di carico più onerose per la circolazione su strade ed autostrade che è quello connesso ad un convoglio HT45 (massa del convoglio 45 t; tre assi; sovraccarico ruota anteriore 75kN; sovraccarico ruota posteriore 75kN)



Sezione tipo in sede stradale considerata nella verifica.

Si riportano gli output del calcolo eseguito con il software EdilStudioV2012

DATI

CARATTERISTICHE DELLA CONDOTTA

Condotta rigida

Materiale: acciaio

Diametro esterno [mm]: 600

Spessore [mm]: 6.3

Modulo di elasticità [N/cmq]: 21000000

Condotta a pelo libero

Classe di resistenza [kN/mq]: 95

Coefficiente di sicurezza: 1.5

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Descrizione: Miscele di ghiaia e sabbia

Costipamento: moderato

Modulo elastico [N/cmq]: 1380

Peso specifico [kN/mc]: 16.67

Angolo di attrito [°]: 31

CARATTERISTICHE DI POSA

Altezza di rinterro [m]: 1

Larghezza del fondo trincea [m]: 0.7

Larghezza della trincea sulla generatrice superiore della condotta[m]: 0.7

Coefficiente di posa K:1.5

Appoggio su letto di materiale granulare fine.

Rinterro con materiale granulare fine o con materiale proveniente dagli scavi leggermente costipato.

CARATTERISTICHE DEI SOVRACCARICHI MOBILI

Fattore dinamico (per strade e autostrade): 1.30

Dati per il calcolo del sovraccarico mobile concentrato

Tipo di convoglio: HT45

Pressione verticale per sovraccarichi mobili concentrati [N/mq]: 41851.03

RISULTATI

Posa in trincea larga

Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

Carico dovuto al rinterro [kN/m]: 14.60

Carico verticale per sovraccarichi mobili concentrati [kN/m]: 32.64

Carico vert. dovuto alla massa d'acqua in condotta riempita per tre quarti [kN/m]: 2.00

Carico esterno totale di schiacciamento [kN/m]: 49.24

Carico di rottura per schiacciamento (in laboratorio) Q [kN/m]: 55.80

Carico di rottura a schiacciamento Qr=KQ [kN/m]: 83.70

Coefficiente di sicurezza: 1.70>1.5

Stato della verifica: soddisfatta

7 TUBAZIONE NEL TRATTO APPESO

Nel tratto di tubazione appesa, costituita da tubazioni AS DN 600, che sarà esposta ad un carico termico oltre che a quelli relativi al peso proprio, a quello della pressione e del peso dell'acqua trasportata, si va a calcolare lo stato di sforzo indotto all'acciaio della condotta. Considerazioni riguardo all'elongazione termica paiono inoltre necessarie per esprimere una motivata scelta riguardo al compensatore di dilatazione ed alla tipologia di appoggi.

7.1 Calcolo delle dilatazioni termiche e scelta tipologia di compensatore

I supporti a rullo consentono di eliminare l'attrito agli appoggi permettendo gli scorrimenti della condotta. Oltre a supporti di tale tipo si considera anche l'impiego di elementi in grado di uno scorrimento trasversale oltre che assiale in modo da assorbire le deformazioni termiche del tratto appeso di minor lunghezza non dotato di compensatore.



Immagine supporto con rulli

Il tratto appeso al quale è consentito lo scorrimento per dilatazione termica, grazie all'impiego agli appoggi di idonei supporti a rullo, ha una lunghezza di circa 250m= Lo.

Considerando il coefficiente di dilatazione termica lineica dell'acciaio: $\alpha = 0.000012$ 1/°C, essendo la temperatura di posa supposta pari a To= 15 °C, si considera come possibile escursione termica un $\Delta T = \pm 25$°C avendo quindi temperature massime di +40°C e di -10° C.

L'elongazione è ottenuta come: $\Delta L = \alpha \, \Delta T \, Lo = \pm 0.075$m

Tale deformazione viene gestita tramite l'impiego di un compensatore in grado di un'escursione complessiva di 150mm. Inoltre, la presenza di un convogliatore interno evita la possibilità di deposito di particelle che potrebbero inficiare il funzionamento del compensatore.

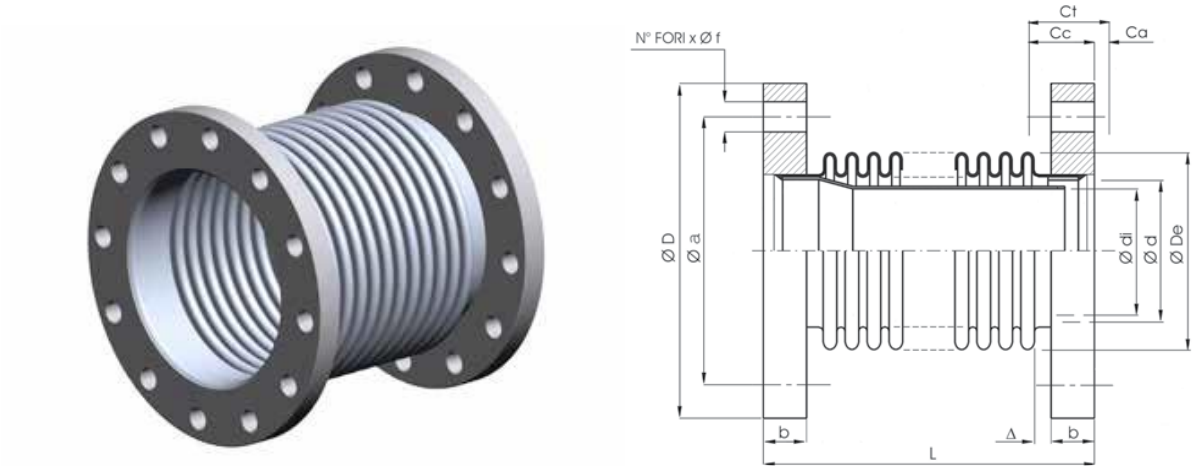


Immagine e rappresentazione compensatore

Nel caso in cui la tratta di 250m debba per ragioni esecutive essere realizzata su diverse livellette sarà necessario introdurre un compensatore assiale per ogni livelletta con un escursione ammessa proporzionale alla lunghezza della livelletta stessa.

7.2 Calcolo delle sollecitazioni nella condotta

Come anticipato, nel tratto in questione i carichi da considerare sono:

- Peso proprio della condotta
- Peso acqua trasportata
- Pressione dell'acqua in condizioni idrostatiche

Si considera l'impiego di verghe da 12 m con appoggi realizzati in modo da avere, saldando i vari elementi, campate di ugual luce pari a 6m.

Valutando dunque le sollecitazioni imposte si giunge ad un valore dello stato tensionale dell'acciaio della tubazione. Ciò consente di valutare, tramite il confronto con lo sforzo a snervamento del materiale, un coefficiente che esprime il grado di sicurezza nei rispetti di tale evento.

Nei calcoli è stata considerata una sovrappressione a mezzo di un coefficiente amplificativo di 1.5 per considerare il colpo d'ariete, i restanti carichi sono considerati in esercizio.

Si riporta al seguito una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti.

Risulta evidente che il tasso di lavoro è caratterizzato da un buon margine di sicurezza.

Dati tubazione		
Diametro esterno:	mm	600
Spessore:	mm	6,3
Carichi		
Pressione di esercizio:	m H2O	16,3
Fattore colpo d'ariete		1,5
Peso specifico acciaio	kg/mc	7850
Peso lineare (asse tubo) del rivestimento + passerella portacavi	kg/m	50
Carico flessionale totale del tubo:	kg/m	413,23
Momento massimo ($pl^2/8$)	kgm	1859,56
Pressione idrostatica amplificata per colpo d'ariete	m H2O	24,45
Tensione circonferenziale indotta dalla pressione	N/mm^2	11,40
Stato di sforzo complessivo (GIP)		
Sigma id MAX	N/mm^2	22
Coefficiente di sicurezza L275 (nei confronti dello snervamento)		12,40 ***OK***

7.3 Calcolo delle mensole di supporto della condotta

La condotta nel tratto appeso è sostenuta da mensole, ad interasse 6m in carpenteria metallica vincolate tramite barre filettate ed ancorante chimico ad un muro in c.a. esistente.

Il dimensionamento di tali elementi (carpenteria ed ancoraggi) porta ad individuare la necessità di impiegare:

- profili UPN 200 zincati a caldo
- profili a T 40x40x6x6 zincati a caldo
- barre filettate M16 in acciaio zincato di classe 5.8
- ancorante chimico

Dimensioni ed inclinazioni dei vari elementi dovranno essere valutate in fase esecutiva a cura dell'impresa appaltatrice per considerare la variabilità della scarpa della parete in ca.

Gli ancoraggi da eseguire secondo le modalità prescritte per quanto riguarda le metodologie di messa in opera, dovranno avere una capacità di resistere a trazione per un carico nominale di 800kg. Il carico da garantire risulta di 1200 kg (impiegando come coefficiente di sicurezza 1.5).

La resistenza a taglio dovrà essere, per ogni ancoraggio di 850 kg mentre la resistenza da garantire sarà di 1275 kg (sempre a mezzo del coefficiente di 1.5).

I valori di carico sopra esposti sono desunti dal calcolo della reazione imposta dalla condotta su ogni mensola rappresentata dagli appoggi dello schema statico a trave continua considerato.

Essendo inoltre la scarpa della parete in c.a. variabile e da verificare in corso d'opera, il calcolo è stato eseguito nella configurazione geometrica ritenuta più sfavorevole con il paramento verticale.

(1) CONDOTTA DN 600

(2) PASSERELLA PORTACAVI IN ACCIAIO ZINCATO 100x40h
PER CAVO POTENZA E FIBRA OTTICA TELECONTROLLO

(3) STAFFA DI SUPPORTO PER PASSERELLA PORTACAVI SALDATA ALLA CONDOTTA CON PASSO 2m E MEDESIMO CICLO DI FINITURA DELLA CONDOTTA. PIATTI SPESSORE 4mm

(4) SUPPORTI A RULLO PER GUIDARE ASSIALMENTE LE TUBAZIONI ED ELIMINARNE L'ATTRITO ALL'APPOGGIO.
IL SUPPORTO DEVE POTER SOSTENERE TUBAZIONI DI DN 600 E CARICO 3000kg

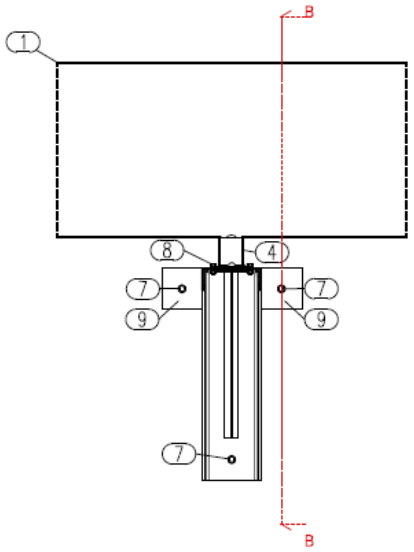
(5) MENSOLA DI SOSTEGNO DELLA CONDOTTA REALIZZATA CON PROFILI UPN 200 (INTERASSE 6m) E DIAGONALE INCLINATO DI 30° SULLA VERTICALE COSTITUITO DA PROFILO A T 40x40x6x6 E SALDATO A COMPLETO RIPRISTINO.
PROFILI IN ACCIAIO S275 ZINCATO A CALDO.
DIMENSIONI ED INCLINAZIONE DA VALUTARE AL MOMENTO DELLA MESSA IN OPERA A CURA DELL'IMPRESA ESECUTRICE A CAUSA DELLA SCARPA VARIABILE DEL MURO IN CA

(6) MURATURA IN CA ESISTENTE

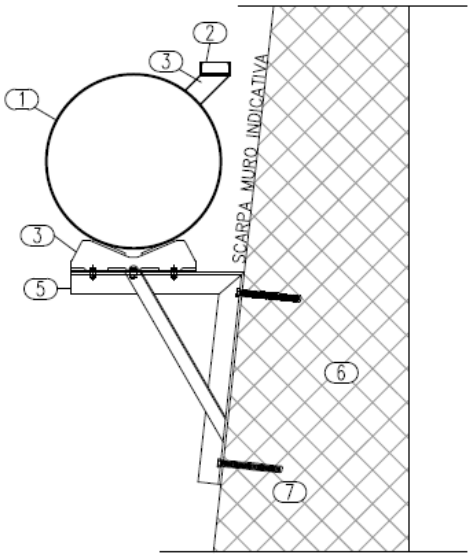
(7) ANCORAGGIO CON BARRE FILETTATE ZINCATE M16 CL. 5.8 E ANCORANTE CHIMICO PROFONDITA' FORO 20 cm.
PULIRE DALLA POLVERE CON POMPETTA O PISTOLA AD ARIA COMPRESSA (p>6 bar) E SCOVOLINO (2 SOFFIATE, 2 SPAZZOLATE, 2 SOFFIATE) PRIMA DELL'IMMISSIONE DELLA RESINA
SUL SINGOLO ANCORAGGIO:
CARICO NOMINALE DI TRAZIONE 800kg
CARICO DA GARANTIRE DI TRAZIONE 1200kg
CARICO NOMINALE A TAGLIO 850kg
CARICO DA GARANTIRE A TAGLIO 1250kg

(8) BULLONI CLASSE 5.8

(9) FAZZOLETTI IN ACCIAIO S275 ZINCATI A CALDO 150x150x8 SALDATI A COMPLETO RIPRISTINO



SEZIONE B-B



8 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008;

UNI EN 10224