

CONSORZIO DI BONIFICA STORNARA E TARA

viale Magna Grecia, 240 - 74121 TARANTO

*"RIPRISTINO DEL PONTE TUBO DELL'IMPIANTO IRRIGUO CONSORTILE
SX BRADANO UBICATO IN ATTRAVERSAMENTO DELLA LAMA DI LATERZA"*
COMUNE DI CASTELLANETA (TARANTO)

PROGETTO DEFINITIVO

CIG 7845120DD0



Capogruppo Mandatario R.T.P.

ing. Francesco LASIGNA

via del Mercato, 40/E - 74011 CASTELLANETA

Mandanti R.T.P.

ing. Davide CARLUCCI

strada Marchio di Evoli, 11/i - 70126 BARI

ing. Giuseppe CARLUCCI

Borgo Fiorito, 12 - 70016 NOICATTARO

dott. geol. Antonio TRAMONTE

via Vittorio Veneto, 134 - 74016 MASSAFRA

R.U.P. Consorzio di Bonifica

ing. Santo CALASSO

ELABORATO	DATA	SCALA	ALLEGATO
Relazione illustrativa di calcolo strutturale	02/2021	-	R.3.s

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE

A termini di legge, sono riservati tutti i diritti del presente documento con divieto di riproduzione o di renderlo comunque noto a terzi senza autorizzazione scritta degli autori

INDICE

Premessa	pag.	2
Descrizione geometrica, localizzazione, destinazione e tipologia	pag.	3
Normativa di calcolo	pag.	4
Affidabilità dei codici di calcolo	pag.	5
Metodo di calcolo	pag.	6
Analisi dei carichi	pag.	13
Azione sismica	pag.	15
Rischio sismico	pag.	18
Aspetti geotecnici e fondazioni	pag.	22
Rapporto geotecnico	pag.	26

PREMESSA

La presente **Relazione illustrativa generale e di affidabilità dei codici di calcolo** descrive sommariamente l'opera in progetto con la definizione delle sue caratteristiche dimensionali principali, la localizzazione, la destinazione d'uso e la tipologia architettonica e strutturale. Espone, inoltre, la Normativa Tecnica di riferimento, i criteri di sicurezza adottati, le schematizzazioni assunte sia per la discretizzazione della struttura che per la definizione dei carichi agenti, i metodi e le tecniche di calcolo utilizzate con particolare riferimento all'affidabilità dei codici di calcolo adottati, la metodologia di modellazione geotecnica del terreno di fondazione e dell'interazione suolo-struttura e descrive, infine, analiticamente i carichi che si suppongono agire.

Gli elaborati, analitici e grafici, relativi alla struttura in oggetto definiscono i principi di progetto, esecuzione e collaudo della costruzione in termini di **prestazioni attese** con riguardo alla sua **Resistenza Meccanica, Stabilità e Durabilità**. Sono, altresì, valutate e prese in conto la **Vulnerabilità strutturale** e la **Robustness** sia dei singoli elementi isolatamente che dell'insieme strutturale.

DESCRIZIONE GEOMETRICA, LOCALIZZAZIONE, DESTINAZIONE E TIPOLOGIA

L'opera in questione è il Ponte-Tubo dell'impianto irriguo consortile in sinistra Bradano ubicato in attraversamento della lama di Laterza nel Comune di Castellaneta (Taranto) di proprietà del Consorzio di Bonifica Stornara e Tara.

Si tratta di un ponte portante una tubazione irrigua a pelo libero in acciaio del diametro di 2000 mm con, in affiancamento, due passerelle di camminamento e una coppia di binari per il transito di un paranco di manutenzione.

Complessivamente il ponte ha lunghezza totale di 412,96 m (da spalla a spalla) e larghezza di 5,00 m. La struttura è composta da 16 campate poggiate su 15 pile di diametro 1,20 m e sulle due spalle di imbocco e uscita. La struttura di impalcato è di tipo isostatico con due travi a Z simmetriche collegate da 7 selle di appoggio della tubazione. L'altezza delle pile varia da un minimo di 2,75 m ad un massimo di 5,30 m. Le fondazioni delle pile sono tutte a plinti isolati delle dimensioni di 3,00x4,00 m e altezza di 1,20 m. Il sito di sedime è stato riconosciuto attraverso approfondite indagini geologiche e semplificato come un primo strato di "Limo con argille e sabbia" della potenza di circa 12,00 m dal piano campagna e un sottostante strato di "Argille sovraconsolidate" per una ulteriore profondità di circa 38,00 m (profondità di indagine pari a circa 50,00 m).

La struttura è inquadrata geograficamente dal vertice Nord-Est (spalla in lato Castellaneta) di coordinate Lat. 40,5367 Long. 16,9152 al vertice Sud-Ovest (spalla in lato Laterza) Lat. 40,5341 Long. 16,9118

Ai sensi dell'OPCM n. 3519 del 28.04.2006 e delle DDGR Puglia n. 153 del 02.03.2004 e n. 1634 del 22.11.2005 il Comune di Castellaneta è classificato in **Zona Sismica 3**. In riferimento alla classificazione fissata con DGR Puglia n. 2481 del 09.04.1986 l'opera è inquadrabile in **1° Classe (Opere pubblicheo destinate ad uso pubblico)**. Ai fini della Valutazione della Sicurezza la costruzione è inquadrabile, ai sensi della Tabella 2.4.I delle NTC, come di **2° Tipo con Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni** ed è attribuibile alla **Classe d'Uso II**, ai sensi del paragrafo 2.4.2 delle NTC, pertanto il **Periodo di Riferimento** per le azioni sismiche è di **$V_R = 50$ anni**. Ai fini della valutazione complessiva della robustezza strutturale e della sua durabilità l'opera ricade in un ambiente di tipo ordinario e, quindi, classificabile come non aggressivo e con escursione termica stagionale stimabile entro il limite ordinario da $T_{min} = -15^\circ C$ a $T_{max} = +45^\circ C$.

NORMATIVA DI CALCOLO

Le opere in progetto sono dimensionate nell'osservanza e nel rispetto delle vigenti norme di legge per l'edilizia civile ed industriale e, in generale, della normativa per la disciplina delle opere strutturali.

Si intendono richiamate, per quanto applicabili e non in contrasto tra di loro, le seguenti norme:

- Legge 05.11.71 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 02.02.74 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Decreto Presidente della Repubblica 06.06.2001 n. 380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia" come modificato ed integrato da ultimo dalle Leggi n. 96 del 21.06.2017, n. 124 del 04.08.2017 e n. 89 del 24.07.2018;
- Regolamento Unione Europea n. 305 del 09.03.2011;
- Decreto Legislativo 16.06.2017 n. 106 "Adeguamento della normativa nazionale alle disposizioni del Regolamento (UE) n. 305/2017, che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE";
- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Norme UNI EN 206-1/2001 "Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità";
- Circolare Ministeriale 21.01.2019 n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 17.01.2018";
- "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica" CNR-DT 215/2018 ver. 30.06.2020

Sono, comunque, rispettate e si intendono richiamate tutte le altre norme sopra non citate ed in ogni caso vigenti.

Inoltre si intendono richiamate anche: le Norme UNI-EN armonizzate; le Norme UNI per le prove, i materiali e i prodotti da costruzione; le Istruzioni pubblicate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; le Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale e degli altri Organi così come licenziate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio dei Lavori Pubblici; le Istruzioni e i Documenti emessi dal Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Si fa anche esplicito riferimento, laddove possibile e/o migliorativo ai fini della sicurezza, alle norme degli Eurocodici strutturali (sia in forma ENV che EN): UNI EC-1 (Basi di calcolo ed azioni sulle strutture); UNI EC-2 (Progettazione delle strutture di calcestruzzo); UNI EC-3 (Progettazione delle strutture di acciaio); UNI EC-4 (Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo); UNI EC-5 (Progettazione delle strutture di legno); UNI EC-6 (Progettazione delle strutture di muratura); UNI EC-7 (Progettazione geotecnica); UNI EC-8 (Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture); UNI EC-9 (Progettazione delle strutture di alluminio); UNI EC-0 (Criteri generali di progettazione strutturale).

I criteri generali di analisi e calcolo strutturale adottati sono quelli classici della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni con particolare riferimento per quanto riguarda le verifiche di resistenza, deformazione e fessurazione, robustezza e durabilità. La struttura è schematizzata escludendo dal calcolo il contributo degli elementi a rigidezza e resistenza trascurabile a fronte degli elementi principali ed è, quindi, considerata l'orditura a telaio tridimensionale con solai e setti ad elevata rigidezza. I vincoli strutturali sono assimilati a vincoli elastici tramite la loro costante di rigidezza nei sei gradi di libertà (plinti e fondazioni su pali) o come elementi poggianti su vincoli elastici distribuiti (travi rovesce e platee). In sede di predimensionamento di massima delle strutture e per le opere minori i carichi sono valutati e ripartiti secondo il metodo di Guerrin e/o il metodo di Cestelli-Guidi, i telai sono analizzati con il metodo di Takabeya, se telai parziali, e con il metodo di Kani, se telai totali. Nel calcolo di predimensionamento si assumono gli impalcati infinitamente rigidi nel loro piano e si ritiene nulla la rigidezza torsionale dei pilastri.

AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Il calcolo delle strutture è condotto per mezzo di elaboratore elettronico ricorrendo all'analisi matriciale e nel rispetto delle norme CNR 10024/86 e delle indicazioni contenute nel Capitolo 10 delle NTC2018. La definizione della geometria strutturale e dell'analisi strutturale, il calcolo delle sollecitazioni, delle reazioni vincolari, degli spostamenti e dei modi di vibrare oltre che il progetto e la verifica delle sezioni sono tutti effettuati con il Metodo agli Elementi Finiti (FEM, Finite Element Method) utilizzando come solutore il programma "DOLMEN" sviluppato, distribuito e assistito dalla CDM DOLMEN & Omnia-Is S.r.l. di Torino aggiornato all'ultima versione rilasciata.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto confrontata con esempi di calcolo già svolti e a sicura ed univoca soluzione; inoltre, effettuati manualmente alcuni calcoli schematici relativi alla effettiva struttura e confrontati con quelli ottenuti tramite il software utilizzato, si è avuto riscontro dell'affidabilità del codice di calcolo. Si ritiene, pertanto, affidabile il codice di calcolo utilizzato per lo specifico caso di progetto qui esposto e, quindi, appropriato l'uso.

La presenza di un modulo CAD proprietario del software per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti e di ottenere le rappresentazioni grafiche del modello strutturale, delle deformate, degli spostamenti, delle sollecitazioni e dei modi di vibrare della struttura. Al termine dell'elaborazione viene, inoltre, valutata la qualità della soluzione in base all'uguaglianza tra il lavoro esterno e l'energia di deformazione. DOLMEN permette, in campo elastico lineare, un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e dei solai considerati con la loro effettiva rigidità. E' possibile, inoltre, scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh progressivamente più dettagliate.

Il sistema hardware utilizzato ha prestazioni, capacità e caratteristiche tecnologiche che non pongono limiti di alcun genere alla creazione e soluzione del modello di calcolo (2 processori Intel XEON X5472 3,0 GHz; 32 GB di RAM ECC; 1 HD SSD 512 GB associato a 3 HD SATA 512 GB 10.000 rpm; Scheda Grafica NVIDIA Quadro K2200). Il sistema operativo utilizzato è "Windows 7 Professional 64bit" sviluppato dalla Microsoft Inc. e aggiornato all'ultima versione rilasciata. Per la redazione degli elaborati grafici si utilizza sia il CAD interno di DOLMEN denominato "DOLMENPlan" che il software "AutoCAD" aggiornato all'ultima versione disponibile utilizzando sia routine della Autodesk appartenenti al software specialistico "AutoCAD Structural Detailing" che procedure automatizzate in linguaggio LISP proprietarie del progettista.

Tutti i software sopra citati nonché il sistema operativo sono regolarmente concessi in licenza d'uso al progettista.

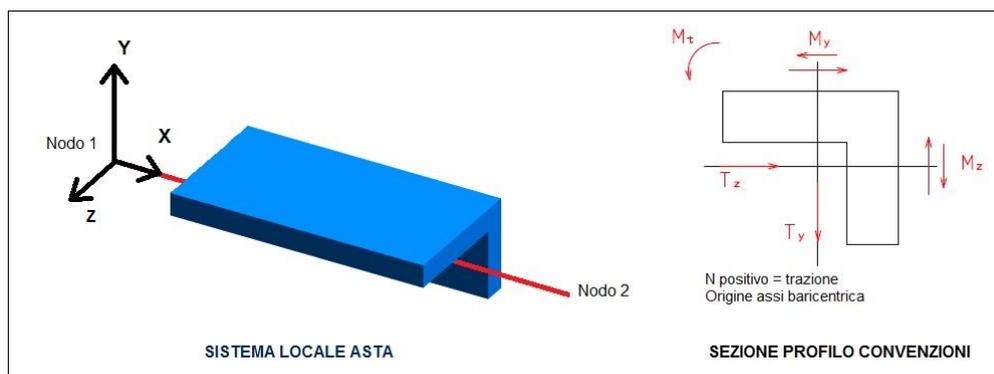
METODO DI CALCOLO

L'analisi del modello strutturale viene condotta nell'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali, il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non si riscontrano labilità e le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo, sia automatica che manuale, porta a confermare la validità scientifica e tecnica dei valori ottenuti.

Salvo diversa indicazione i dati in ingresso ed in uscita sono espressi con unità di misura omogenee conformi al Sistema Internazionale e, pertanto, anche per comodità di lettura tipicamente, le lunghezze, le superfici e i volumi sono espressi in centimetri, cm^2 e cm^3 ; le Forze sono espresse in kN, kN/m e kN/m^2 ; i Momenti in kNm e kNm/m ; i pesi di volume in kN/m^3 ; le deformazioni lineari in centimetri e quelle angolari in radianti; le tensioni in N/mm^2 . Per ragioni di carattere pratico e di consuetudine le dimensioni delle sezioni sono definite in cm e le aree di armatura in cm^2 .

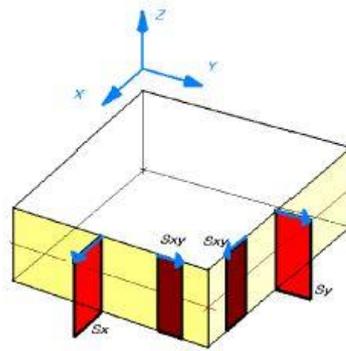
Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destrorsa di assi cartesiani orientati XYZ con l'asse delle Z verticale e rivolto verso l'alto. Il Nord geografico è definito attraverso l'angolo antiorario rispetto alla direzione dell'asse Y. La numerazione dei nodi, delle aste e dei gusci è definita secondo la gerarchia geografica delle coordinate progressive X, Y e Z crescenti e, comunque, nei tabulati di calcolo allegati vengono specificati preliminarmente gli elementi nodo, asta, guscio, vincolo cui si riferiscono.

Il riferimento locale delle aste è costituito da una terna di assi cartesiani xyz destrorsa. L'asse delle x_{loc} è individuato dal versore avente origine nel nodo start dell'asta e diretto verso il nodo end. L'asse y_{loc} è diretto, per le aste pseudo-orizzontali, verso l'alto e, per le aste pseudo-verticali, parallelamente all'asse -X globale. L'asse z_{loc} giace in modo tale da completare la terza destrorsa. Qualora sia definito un angolo di deviazione associato all'asta si intende che il sistema di riferimento locale ha subito una rotazione attorno all'asse x_{loc} la cui entità è pari all'angolo di deviazione associato all'asta. Il sistema di riferimento locale associato agli elementi bidimensionali piani è costituito da una terna di assi cartesiani xyz destrorsa. L'asse delle x_{loc} è individuato dal versore avente origine nel primo vertice e diretto positivamente verso il secondo vertice. L'asse y_{loc} è normale all'asse x e giace nel piano dell'elemento. L'asse z_{loc} è normale al piano xy ha origine nel primo nodo e il suo verso è tale che la terna risulti destrorsa.



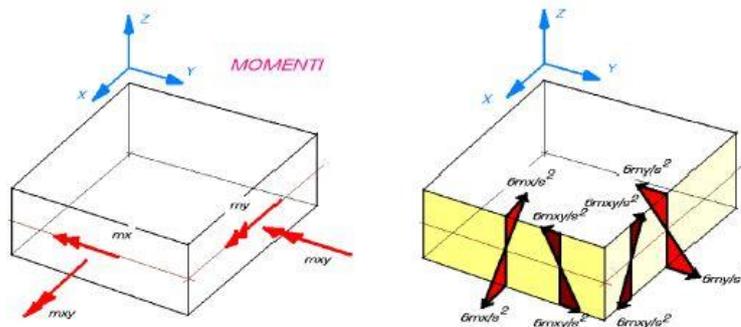
Sistema di riferimento aste e convenzioni sui segni delle sollecitazioni

SFORZI DI MEMBRANA



Sistema di riferimento gusci e convenzioni sui segni delle sollecitazioni (Membrana)

SOLLECITAZIONI E SFORZI DI PIASTRA



Sistema di riferimento gusci e convenzioni sui segni delle sollecitazioni (Piastra)

Le caratteristiche della sollecitazione vanno lette nella convenzione tipica della Scienza delle Costruzioni: sforzo normale positivo se di trazione; taglio positivo se a sinistra diretto verso l'alto e a destra verso il basso; momento flettente positivo se tende le fibre inferiori; ecc. Gli stati di tensione negli elementi bidimensionali piani visti come piastre hanno segno positivo se generano compressione nel piano positivo dell'asse z_{loc} . Nel caso di stato di tensione membranale le tensioni normali sono positive se S_x , guardando dal terzo asse positivo, a destra è concorde con l'asse x_{loc} , S_y , sempre guardando dal terzo asse positivo, a destra è concorde con l'asse y_{loc} . Le relative tensioni tangenziali S_{xy} e S_{yx} sono positive secondo criteri analoghi a quelli delle tensioni normali. I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le analisi strutturali condotte sono di tipo statico in regime lineare. Il metodo di calcolo è ad elementi finiti. La verifica delle membrature viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

Le fasi di calcolo prevedono, dopo la fase di input, una prima fase di analisi delle sollecitazioni in campo elastico lineare di strutture, di qualsiasi natura e materiale, costituite da aste prismatiche di sezione qualunque e comunque orientate nello spazio e da elementi finiti piani quadrangolari e/o triangolari di qualsivoglia spessore e comunque disposti nello spazio ed una seconda fase di analisi sismica della struttura sia con Metodo Statico Equivalente che con Analisi Modale e successiva costruzione automatica delle corrispondenti condizioni di carico da cumulare a quelle dell'analisi statica. La terza fase, di progetto e verifica delle sezioni nonché dei collegamenti, viene condotta seguendo il metodo agli Stati Limite di Esercizio, Ultimo e di Danno. I criteri di scelta, disposizione, sagomatura e taglio/ripresa dei ferri, sia longitudinali che trasversali nelle sezioni in cemento armato, sono definiti secondo modelli e consuetudini standardizzate e sono ottimizzati per ridurre gli sfridi di materiale oltre che nel rispetto della normativa vigente e delle tecniche del buon costruire. Nello

specifico caso la lettura delle armature esistenti e il loro inserimento negli elementi è stato desunto dalla documentazione in possesso del Consorzio di Bonifica.

La libreria di elementi finiti disponibile è costituita da:

- elementi monodimensionali rettilinei e spezzati anche su suolo alla Winkler (aste) con eventuali sconnessioni interne e/o svincoli parziali di estremità;
- elementi bidimensionali a tre o quattro vertici (lastre) in regime di tensione piana;
- elementi bidimensionali a tre o quattro vertici (lastre) in regime di deformazione piana;
- elementi bidimensionali a tre o quattro vertici (piastre) in regime di flessione anche su suolo alla Winkler;
- elementi bidimensionali a tre o quattro vertici (gusci) in regime combinato di flessione e membrana.

Lo svolgimento dell'analisi strutturale si sviluppa secondo le seguenti fasi:

1. definizione delle equazioni differenziali di Eulero-Lagrange della deformata elastica;
2. calcolo delle matrici di rigidezza degli elementi e loro assemblaggio;
3. calcolo della matrice dei termini noti;
4. soluzione del sistema di equazioni utilizzando il metodo di Ritz;
5. calcolo delle reazioni vincolari, delle caratteristiche di sollecitazione e degli stati di tensione;
6. calcolo degli autovalori e relativi autovettori associati utilizzando il metodo di iterazione nel sottospazio;
7. sovrapposizione modale utilizzando lo spettro di risposta e il calcolo dei valori efficaci della deformazione, sollecitazione e tensione (analisi sismica dinamica).

I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica nodali oppure, automaticamente, come elementi asta o guscio poggianti su suolo elastico di cui viene definita la costante k di sottofondo alla Winkler. I plinti di fondazione sono assimilati a vincoli elastici di cui è fornita la costante di rigidezza mentre le platee di fondazione sono schematizzate come piastre poggianti su vincoli elastici distribuiti.

Vengono definite "membrature" la serie di aste o gusci costituenti un unico elemento strutturale continuo; si definiscono, quindi, membrature tipo "Trave continua", "Pila" e "Macro guscio". Ogni membratura è caratterizzata da un nome univoco a cui sono associati i singoli elementi asta, anche di sezioni diverse, o guscio ad esso associati secondo una legge di allineamento che individua la massima inclinazione o deviazione angolare fra i singoli elementi costituenti per definirla in unica membratura (tipicamente deviazione massima $\leq 15^\circ$). E' altresì possibile definire uno spostamento degli ingombri delle singole aste per questioni di allineamento geometrico quali fili fissi con verifica dei limiti imposti dalla normativa vigente del disallineamento e dell'eccentricità degli assi trave-pilastro.

I carichi sono definiti e classificati, tipicamente, in schede a cui sono associati i relativi coefficienti moltiplicativi per tutti i carichi appartenenti a quella condizione:

- a) Peso proprio strutturale;
- b) Peso proprio strutturale di fondazione e di opere interrato;
- c) Carichi permanenti (comprendenti i carichi non collaboranti);
- d) Carichi permanenti di fondazione e di opere interrato (come al punto precedente ma interrato);
- e) Carichi accidentali e/o variabili di esercizio (eventualmente suddivisi in più schede con diversi coefficienti moltiplicativi come prescritto dalle NTC2018);
- f) Azione del vento, se isolatamente presa in conto;
- g) Azione della neve, se distinta dai precedenti e isolatamente presa in conto;
- h) Pressioni e spinte del terreno o di fluidi agenti sulla struttura;
- i) Carichi generici concentrati o distribuiti, nodali o lineari in specifiche sezioni ed eventualmente anche carichi mobili e/o vibranti;
- j) Azione sismica (valutata secondo NTC2018).

Le schede di carico vengono combinate in casi di carico secondo le seguenti ipotesi:

- 1) Analisi Statica Lineare (non sismica);
- 2) Analisi Statica Lineare Equivalente (sismica);
- 3) Analisi Dinamica Modale (sismica);
- 4) Stato Limite Ultimo senza Sisma;
- 5) Stato Limite Ultimo con Sisma (nei sottocasi SLV e SLC);
- 6) Stato Limite Ultimo di Equilibrio;
- 7) Stato Limite Ultimo Strutturale e di Fondazione (in Approccio 2);
- 8) Stato Limite Ultimo Geotecnico (in Approccio 2);
- 9) Stato Limite di Danno;
- 10) Stato Limite di Esercizio (nei sottocasi SLO e SLD);
- 11) Stato Limite di Esercizio: Raro, Frequente e Quasi Permanente (con e senza azione del vento).

L'analisi strutturale prevede l'utilizzo opzionale, singolo o combinato, dell'Analisi Statica (non sismica), dell'Analisi Statica Lineare Equivalente (sismica) o dell'Analisi Dinamica Modale (sismica). Eventualmente, in taluni casi appositamente specificati, si procede con Analisi Non Lineare Statica (Push-Over) o Dinamica.

Le masse strutturali sottoposte al moto impresso dal sisma sono individuate dai carichi raggruppati nelle condizioni di carico con gli opportuni coefficienti moltiplicativi fissati dalla normativa. Le forze orizzontali così valutate sono applicate nel baricentro delle masse di ogni singolo impalcato. Nel caso in cui si conduca l'analisi sismica si considerano due direzioni di eccitazione: X e Y ortogonali tra loro. Qualora previsto dalla normativa si calcola e prende in conto anche la componente verticale Z dell'azione sismica. Per ognuna delle componenti si valuta lo stato di deformazione, sollecitazione e tensione associato ad ogni singolo modo di vibrare (tipicamente i primi 15 modi di vibrare o al raggiungimento di almeno l'85% delle masse coinvolte). Gli spostamenti, le sollecitazioni e le tensioni efficaci o complessive sono valutati utilizzando o la Combinazione Euclidea **SRSS** (Square Roots of the Sum of Squares) o, tipicamente, la Combinazione Quadratica Completa **CQC** (Complete Quadratic Combination). Lo spettro di risposta utilizzato per la determinazione degli spostamenti modali è quello definito dalla normativa ed i valori efficaci delle deformazioni, sollecitazioni e tensioni sono raggruppati in opportune condizioni di carico. Per ciascun livello la massa associata al grado di libertà rotazionale è data dal prodotto delle masse per il quadrato del raggio di inerzia ρ^2 . Tali quantità sono assegnate direttamente al baricentro del relativo livello coerentemente con l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Le masse sismiche sono calcolate derivandole direttamente dai pesi sismici mentre il raggio di inerzia ρ è calcolato assumendo tutte le masse distribuite uniformemente sulla superficie dell'edificio.

In generale non si considerano le travi infinitamente rigide flessionalmente rispetto ai pilastri e, dunque, risulta non accettata la valutazione semplificata della rigidità di piano considerando i telai di tipo shear-type. L'utilizzo di un modello strutturale spaziale tridimensionale, ammettendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano, da un punto di vista dinamico è caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello (due traslazioni del baricentro dell'impalcato nelle due direzioni ortogonali principali e una rotazione intorno all'asse verticale passante per esso). In aggiunta all'eccentricità effettiva del baricentro si considera una eccentricità accidentale spostando il centro di massa di ogni piano e in ogni direzione considerata di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Per scelta progettuale e per maggior completezza di analisi, in linea di massima, ancorchè sia applicabile l'Analisi Statica Lineare Equivalente, si propende, sempre e comunque, a procedere con l'Analisi Dinamica Modale considerando la totalità dei modi di vibrare del modello strutturale indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante. Salvo diversa specificazione la combinazione dei modi di vibrare, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, viene effettuata con la Combinazione Quadratica Completa CQC. Per quanto concerne la combinazione delle componenti dell'azione sismica si opera scegliendo di sommare in segno doppio (\pm) ai valori massimi ottenuti in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione nell'altra direzione e sommando a questi i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali.

Il progetto dei singoli elementi strutturali è effettuato secondo schede di Criteri che, oltre ad individuare le caratteristiche dei materiali e i conseguenti valori di normativa di progetto a Stato Limite Ultimo, definiscono la tipologia e distanza di armatura longitudinale, se a uno o più diametri, e trasversale, la suddivisione in campi di armatura diversi e relativi passi di armatura, le lunghezze di ancoraggio e i copriferri. Le verifiche degli elementi strutturali in cemento armato sono condotte utilizzando i valori delle tensioni massime e minime ottenute dall'involuppo delle combinazioni di carico agli stati limite. Tutte le strutture sono verificate sia per quanto riguarda la loro resistenza che la loro deformazione e fessurazione. In particolare gli elementi il cui funzionamento è assunto a trave sono verificati a flessione, taglio ed eventuale torsione mentre gli elementi pilastro sono verificati a pressoflessione deviata, taglio ed eventuale torsione. Le armature negli elementi bidimensionali in cemento armato sono dimensionate in base ai valori massimi e minimi degli stati di tensione S_x , S_y , S_{xy} e S_{yx} ottenuti dal calcolo. Sono determinati, nelle due direzioni principali, gli stati di sollecitazione di pressoflessione derivanti dalle corrispondenti tensioni principali S_x e S_y in regime combinato di membrana e flessione. Sono, quindi, calcolate le componenti delle sollecitazioni nelle direzioni orizzontale e verticale delle pareti e verificate le sezioni in calcestruzzo armato accertando che lo stato di tensione nei due materiali, acciaio e calcestruzzo, risulti sempre essere contenuto all'interno dei valori massimi e minimi ammissibili. Le verifiche dello stato tensionale sono effettuate nell'ipotesi di uno stato di tensione triassiale e sono individuate le tensioni

massime di compressione nel calcestruzzo e le tensioni massime assolute nell'armatura metallica. Qualora la sezione si presenti parzializzata vengono fornite le coordinate di intersezione dell'asse neutro con il contorno della sezione. Per quanto concerne le aste sono fornite le tensioni ai vertici della sezione e in tutte le armature, per gli elementi bidimensionali vengono fornite le tensioni massime nei materiali di ogni concio. Gli spostamenti per la verifica dello Stato Limite di Danno vengono valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando l'Analisi Dinamica Modale associata allo spettro di progetto corrispondente tenuto conto del fattore di importanza della struttura e operando come descritto precedentemente per lo Stato Limite Ultimo relativamente alle combinazioni di carico e delle azioni sismiche.

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche si verifica la prematura plasticizzazione dei pilastri nei confronti delle travi adottando opportuni momenti flettenti di calcolo ricavati da specifici coefficienti di sovrarresistenza come prescritti in normativa.

La classe di duttilità prescelta, rappresentativa della capacità della struttura di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute, è tale da assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti.

L'azione sismica viene valutata dopo aver definito la Vita Nominale e la Classe d'uso della struttura individuando i parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC) interpolandoli tra quelli, noti, dei quattro punti più vicini alla struttura. Eventuali coefficienti amplificativi da applicare ai parametri suddetti vengono definiti in base alle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito di sedime. Viene, infine, calcolato il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro per poter definire gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite.

Qualora possibile, come previsto dalle NTC2018, sono definiti i livelli infinitamente rigidi nel loro piano o attraverso l'introduzione di "piano rigido" o simulando una piastra di peso e spessore nulli passante per i nodi estremi di piano.

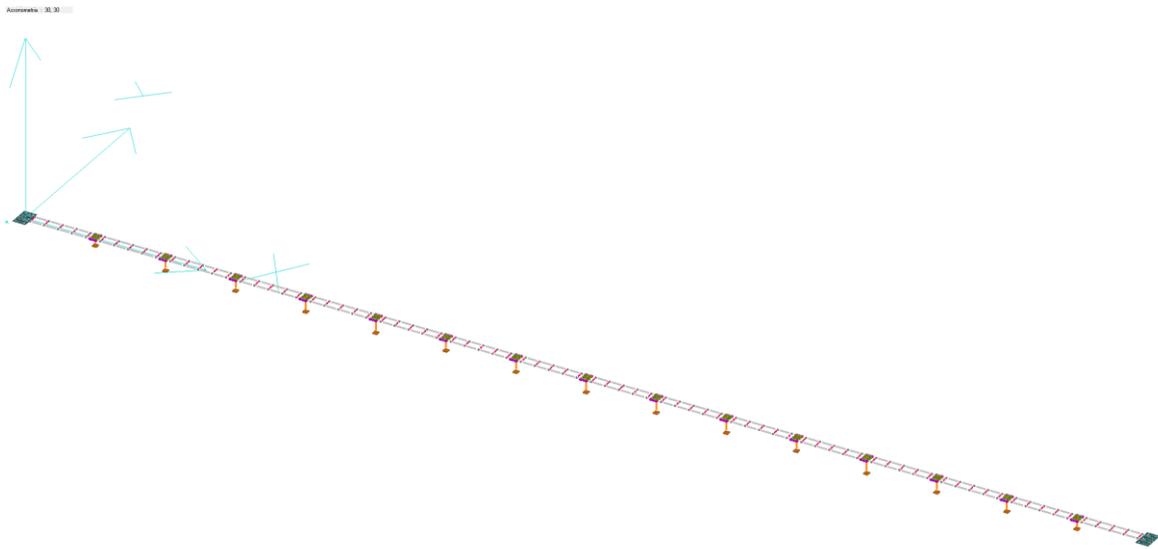
Il calcolo delle "ellissi di rigidità" consente di effettuare i controlli prescritti dalle NTC2018 riguardo la regolarità strutturale e alla presa in conto degli effetti del secondo ordine.

Vengono, infine, calcolati e valutati gli spostamenti allo Stato Limite di Danno e gli spostamenti allo Stato Limite Ultimo come prescritto dalle NTC2018 e, questi, vengono poi confrontati con i limiti massimi prescritti per i giunti di dilatazione e sismici prescritti in Relazione sui materiali.

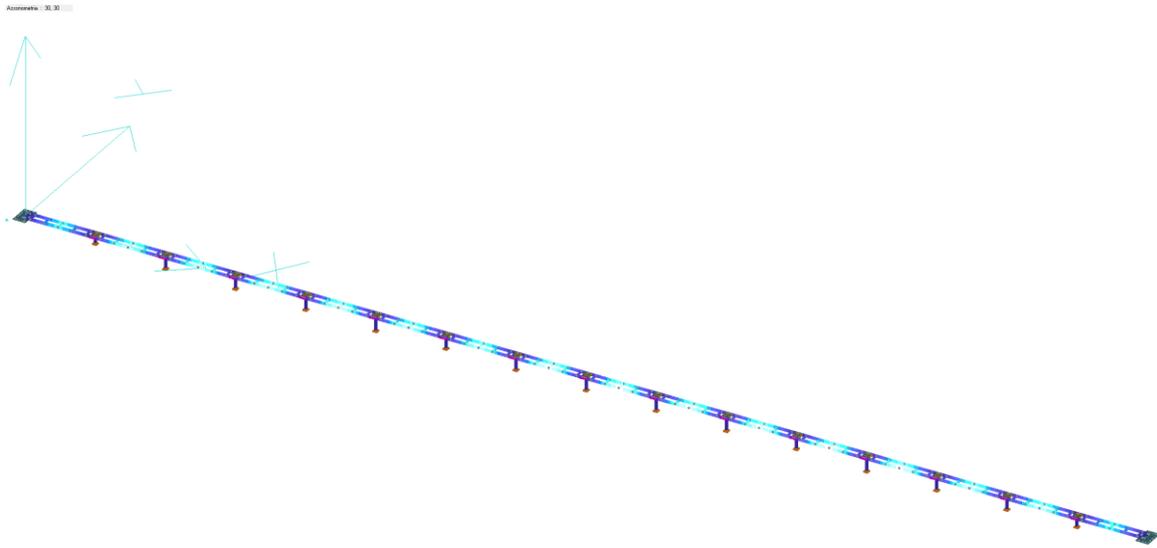
Per quanto riguarda le verifiche geotecniche e di fondazione, incluso il calcolo dei carichi sul suolo di sedime, i cedimenti e il progetto dell'opera fondale, si rinvia allo specifico paragrafo seguente.



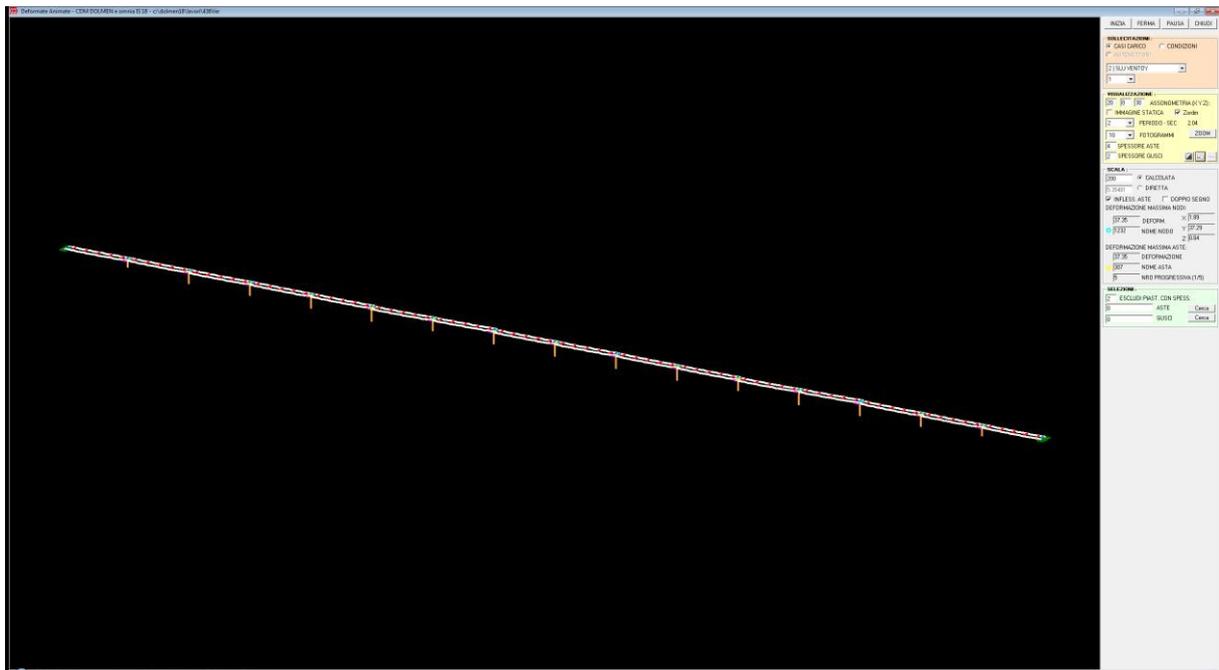
Assonometria del modello solido della struttura



Assonometria del modello a "fil di ferro" della struttura



Visualizzazione degli spostamenti nelle ipotesi di massima deformazione



Schermata dell'analisi deformativa

ANALISI DEI CARICHI

Oltre ai pesi propri strutturali di aste e gusci G_1 ottenuti dal prodotto del rispettivo volume, calcolato con metodo geometrico, per il peso per unità di volume come suggerito dalle NTC2018 e dalla Circolare 7/2019 si suppongono agire i seguenti carichi:

Elementi di contenimento laterale di spinta (parapetti)

Parapetti metallici di altezza fino a 1,20 m:

Carico totale permanente (metallici a ringhiera e/o con vetri) G_2	0,50	kN/m
--	------	------

Carichi variabili per manutenzione

Tecnici e operatori, paranco di manutenzione:

Manutentori	0,50	kN/m ²
Paranco (carico concentrato a 2,20 m di passo sulle due travi)	6,00	kN

Peso portato tubazione

In funzione del passo delle selle d'appoggio:

Tipo 1	1,30	kN/m
Tipo 2	5,00	kN/m
Tipo 3	6,70	kN/m
Tipo 4	7,50	kN/m

Peso del carico d'acqua della condotta

In funzione del passo delle selle d'appoggio (ipotesi di tubazione a pieno regime esclusi effetti di sloshing):

Tipo 1	10,00	kN/m
Tipo 2	39,10	kN/m
Tipo 3	52,00	kN/m
Tipo 4	58,50	kN/m

Azione di tiro delle catene

Esclusivamente applicate al modello di ripristino:

Forza di tiro	50,00	kN
---------------	-------	----

Azione del vento

L'azione del vento, sebbene alternativa a quella sismica, va sempre e comunque valutata per stimare se questa assume valenza maggiore e produce effetti più intensi dell'azione sismica stessa.

In ogni caso, sia per l'analisi della struttura esistente secondo le azioni previste in progetto originario, che per la successiva analisi di ripristino l'azione del vento è stata tenuta in conto nella valutazione degli Stati Limite di Esercizio.

Il tabulato che segue è conforme al punto 3.3 delle NTC2018.

Zona Climatica	3
Altitudine media	7,50 m.s.l.m.m.
Periodo di Ritorno	50 anni
Velocità di riferimento	27,00 m/s
Classe di rugosità del terreno	C (Aree con ostacoli diffusi)
Distanza dalla costa	8,0 km (in linea d'aria)
Categoria di esposizione del sito	2
Tipologia della costruzione	Travi ad anima piena e reticolari
Pressione cinetica di riferimento	46,46 daN/m²
Coefficiente dinamico	1
Coefficiente di topografia	$c_t = 1$
Coefficiente di attrito	0,01 (superfici lisce: acciaio, cemento a faccia vista)
Coefficiente per travi multiple	$\mu = 0,55$

Sulla base dei dati immessi si sono ottenuti i seguenti valori (quote altimetriche in metri):

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	cp	p(z)	pf(z)
1	z1	5	1	1.9293	1.6	143.42	0.90
2		6	1	2.0372	1.6	151.44	0.95
3		7	1	2.1303	1.6	158.36	0.99
4	z2	8	1	2.2123	1.6	164.46	1.03

Azione della neve

Sebbene trascurabile e non tenuta in conto si riportano di seguito i valori del carico neve.

Il tabulato che segue è conforme ai punti 3.4 delle NTC2018.

Zona	3
Altitudine media	7,50 m.s.l.m.m.
Periodo di Ritorno	50 anni
Carico neve al suolo q_{sk}	0,60 kN/m²s
Inclinazione del piano di accumulo	1°

Sulla base dei dati immessi si sono ottenuti i seguenti valori (valori in kN/m²):

$\mu_1 = 0,8$ $q_s = 0,48$ $q_e = 0,037$

1 z1 5 1 1.9293 1.6 143.42 0.90

AZIONE SISMICA

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità della struttura in cemento armato 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. 17 gennaio 2018* definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non dissipativo;
- 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 nella 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 imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Le strutture in esame sono state progettate in classe di duttilità (CD) B.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del *D.M. 17 gennaio 2018 - Nuove 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 quattro punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo 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 considerati.

Il sito su cui sorgerà l'opera ricade all'interno della **zona sismica 3**.

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

Come descritto nel *D.M. 17 gennaio 2018 par. 7.3.3.1*, l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

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 numero di modi di vibrazione considerato ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare percentuali delle masse della struttura non inferiori all'85% della massa totale.

Nei tabulati di calcolo sono riportati i valori per l'analisi dinamica e statica equivalente adottati. Gli assi di vibrazione presi in considerazione sono X – Y e Z, il fattore di comportamento q è stato assunto pari a 1 sia in direzione orizzontale che verticale come da NTC2018.

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 viene considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

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.

Nella definizione del modello strutturale alcuni livelli sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

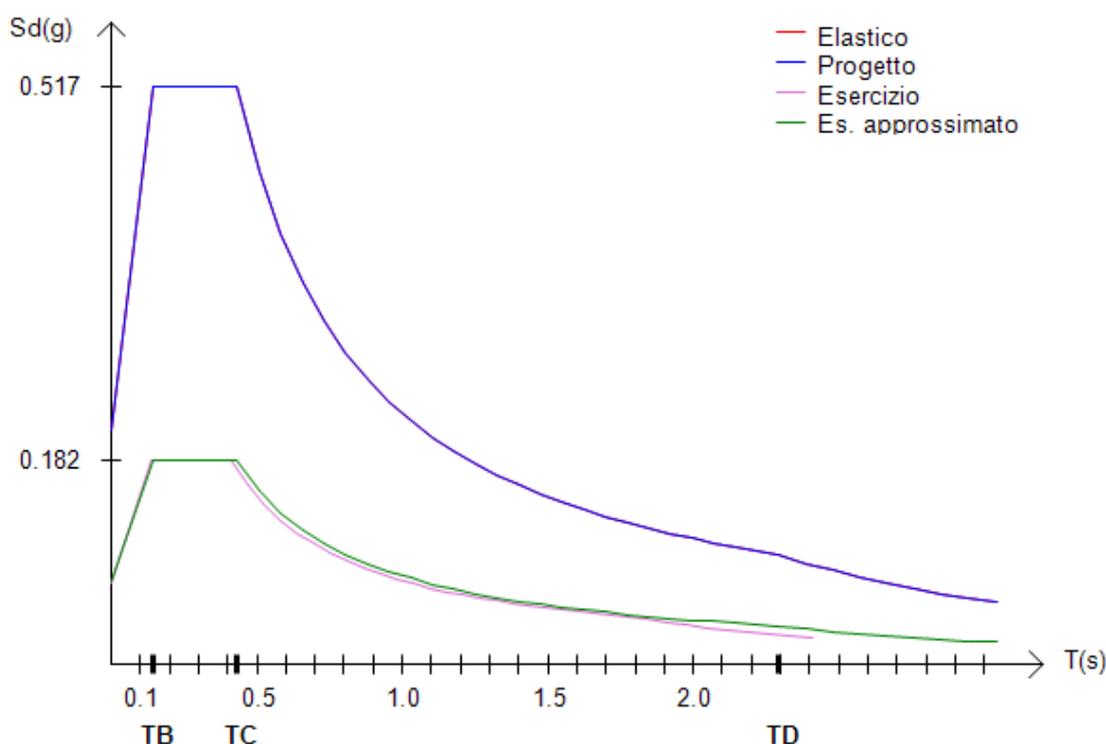
Fattore di struttura per sisma orizzontale (q)= 1

$$T_B = 0.145 \text{ [s]}$$

$$T_C = 0.434 \text{ [s]}$$

$$T_D = 2.297 \text{ [s]}$$

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti spettri orizzontali:



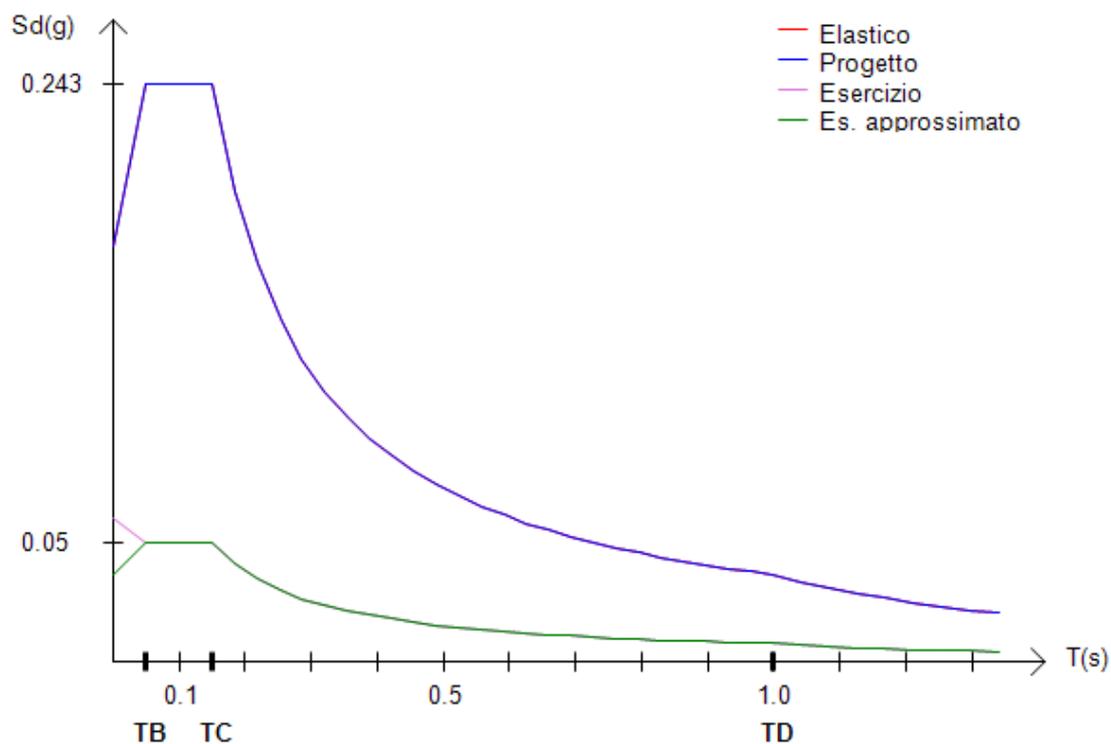
Fattore di struttura per sisma verticale (q)= 1

$$T_B = 0.05 \text{ [s]}$$

$$T_C = 0.15 \text{ [s]}$$

$$T_D = 1 \text{ [s]}$$

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti spettri verticali:



Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve inoltre verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d ottenuti i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione 7.3.8 del *D.M. 17 gennaio 2018 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*.

RISCHIO SISMICO

Viene di seguito riportata la valutazione della Classe di Rischio Sismico della struttura modellata. La classificazione viene eseguita secondo il Metodo Convenzionale, descritto dalle *Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni*, che si basa sulla determinazione di due parametri: la Perdita Annua Media attesa (PAM) e l'Indice di Sicurezza (IS-V).

Il primo parametro tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni prodotti dagli eventi sismici che si manifestano nel corso della vita della costruzione e viene espresso come percentuale del costo di ricostruzione. La Perdita Annua Media può essere valutata come l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette in funzione della frequenza media annua di superamento degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura. Per il calcolo del parametro PAM è necessario ricavare, facendo riferimento al sito in cui sorge la costruzione in esame, le accelerazioni di picco al suolo per le quali si raggiungono gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC. Per determinare la Classe PAM di appartenenza della costruzione in esame si utilizza la tabella seguente.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A ⁺ _{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A _{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B _{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C _{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D _{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E _{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F _{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G _{PAM}

Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle perdite medie annue attese

L'Indice di Sicurezza per la Vita (IS-V) si determina facendo il rapporto tra l'accelerazione al suolo di capacità (PGA_C) che ha fatto raggiungere al fabbricato lo stato limite di salvaguardia della vita umana e l'accelerazione al suolo di domanda (PGA_D) del sito in cui è posizionata la costruzione, con riferimento al medesimo stato limite. La classe IS-V si individua mediante la tabella seguente.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A ⁺ _{IS-V}
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A _{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B _{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C _{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D _{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E _{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F _{IS-V}

Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza

La Classe di Rischio della costruzione si individua come la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.

Il valore della Classe di Rischio attribuito alla costruzione può essere migliorato a seguito di interventi che riducono il rischio della costruzione e, quindi, che incidono sul valore PAM e/o sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita.

Le *Linee guida per la classificazione sismica* indicano i seguenti passi per il calcolo del parametro PAM:

- si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità (PGA_C) che inducono il raggiungimento degli stati limite;
- si determinano i periodi di ritorno (T_{rc}) corrispondenti alle accelerazioni determinate al punto precedente;
- per ciascuno dei periodi individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento $\lambda=1/T_{rc}$;
- si definisce lo Stato Limite di Inizio Danno (SLID) con periodo di ritorno assunto convenzionalmente pari a 10, quindi $\lambda=0.1$;
- per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di λ il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella;
- si valuta il PAM (in valore percentuale) ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ, CR) per ciascuno degli stati limite a cui si aggiunge il punto ($\lambda=0, CR=100\%$) mediante la seguente formula:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * [CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})] / 2 + \lambda(SLC) * CR(SLR)$$

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

Percentuale del costo di ricostruzione (CR) associata al raggiungimento di ciascuno stato limite

Le *Linee guida per la classificazione sismica* permettono di considerare periodi di ritorno per l'azione sismica inferiori a 30 anni. In tali casi si utilizza uno spettro ottenuto scalando proporzionalmente le ordinate dello spettro associato al periodo di ritorno di 30 anni. Tale procedura non si applica per periodi di ritorno inferiori a 10 anni.

L'indice di sicurezza per la vita IS-V si ottiene facendo il rapporto descritto nel capitolo introduttivo.

Per la costruzione oggetto di questa analisi, sono stati ricavati i seguenti dati.

Valori di accelerazione di picco al suolo di domanda per i due stati limite principali e relativi periodi di ritorno:

- SLD: $PGA_D = 0.059939g$ $T_{rD} = 75$ anni
- SLV: $PGA_D = 0.174127g$ $T_{rD} = 711$ anni

Valori di accelerazione di picco al suolo di capacità della struttura prima dell'intervento e relativi periodi di ritorno:

- SLD: $PGA_C = 0.059939g$ $T_{rC} = 75$ anni
- SLV: $PGA_C = 0.174127g$ $T_{rC} = 711$ anni

Valori di accelerazione di picco al suolo di capacità della struttura dopo l'intervento e relativi periodi di ritorno:

- SLD: $PGA_C = 0.087491g$ $T_{rC} = 150$ anni
- SLV: $PGA_C = 0.222553g$ $T_{rC} = 1423$ anni

A partire dai dati ottenuti dal solutore 3D di Dolmen, si calcolano i seguenti valori di frequenza per la costruzione pre-intervento:

- SLID: $\lambda = 10\%$
- SLO: $\lambda = 2.2\%$
- SLD: $\lambda = 1.3\%$
- SLV: $\lambda = 0.1\%$
- SLC: $\lambda = 0.1\%$
- SLR: $\lambda = 0\%$

Per la costruzione post-intervento:

- SLID: $\lambda = 10\%$
- SLO: $\lambda = 1.1\%$
- SLD: $\lambda = 0.7\%$
- SLV: $\lambda = 0.1\%$
- SLC: $\lambda = 0\%$
- SLR: $\lambda = 0\%$

Utilizzando i dati elencati precedentemente, è possibile calcolare i parametri PAM e IS-V.

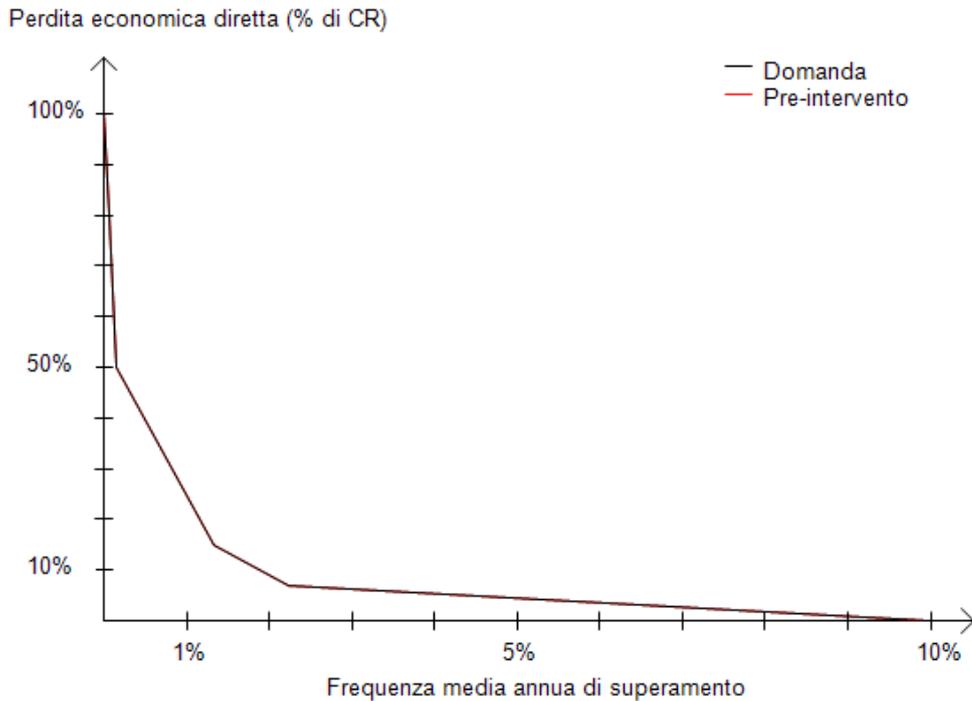
Per la situazione **pre-intervento** si ottengono i seguenti valori:

- PAM = 0.9%, classe di rischio PAM: A
- IS-V = 100%, classe di rischio IS-V: A

Per la situazione **post-intervento** si ottengono i seguenti valori:

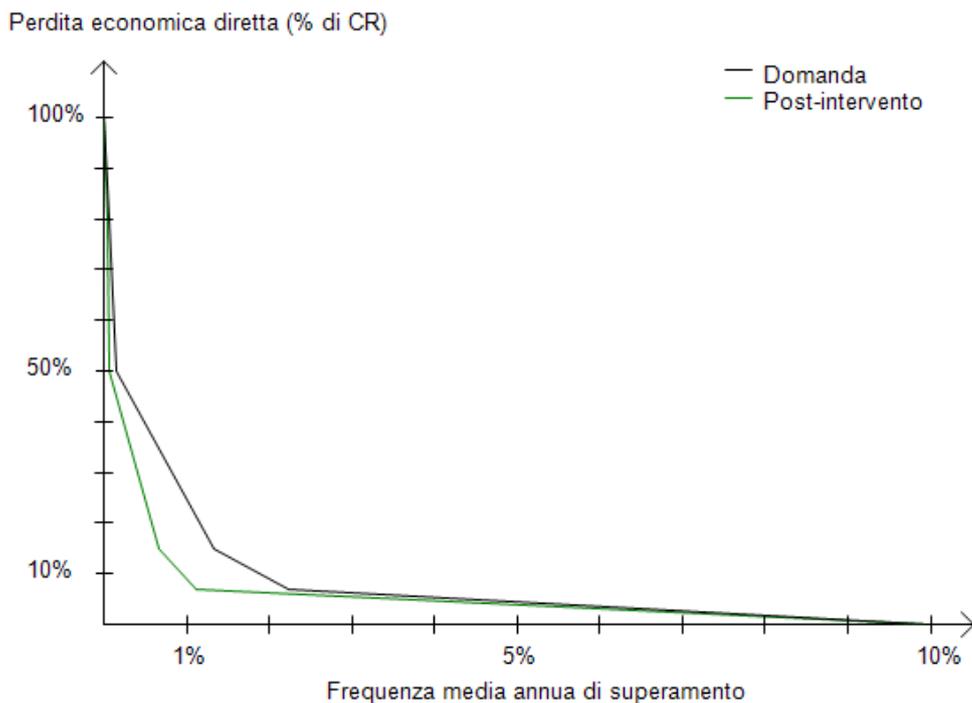
- PAM = 0.6%, classe di rischio PAM: A
- IS-V = 128%, classe di rischio IS-V: A+

Per la situazione **pre-intervento** si ottiene la seguente curva:



Andamento della curva che individua il PAM per la situazione pre-intervento.

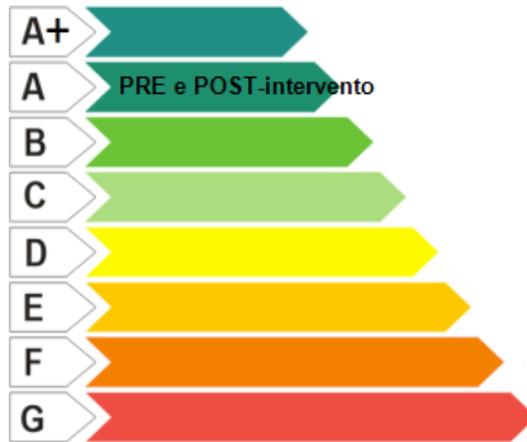
Per la situazione **post-intervento** si ottiene la seguente curva:



Andamento della curva che individua il PAM per la situazione post-intervento.

In conclusione, l'analisi eseguita fornisce i seguenti risultati:

- pre-intervento: classe di rischio sismico **A**
- post-intervento: classe di rischio sismico **A**



CLASSIFICAZIONE RISCHIO SISMICO - CDM DOLMEN e omnia IS 18 - c:\dolmen18\lavori\436VSA

Classificazione sismica della costruzione

Metodo convenzionale

Dati Salvati Risultati

Domanda Sismica	SLD		SLV	
V_N 50	PGA _D 0.059939	Tr _D 75	PGA _D 0.174127	Tr _D 711
Pre-intervento				
V_N 50	PGA _C 0.059939	Tr _C 75	PGA _C 0.174127	Tr _C 711
Post-intervento				
V_N 100	PGA _C 0.087491	Tr _C 150	PGA _C 0.222553	Tr _C 1423

Chiudi

CLASSIFICAZIONE RISCHIO SISMICO - CDM DOLMEN e omnia IS 18 - c:\dolmen18\lavori\436VSA

Classificazione sismica della costruzione

Metodo convenzionale

Dati Salvati Risultati

PRE-INTERVENTO

PAM 0.9% IS-V 100% CLASSE DI RISCHIO **A**

classe PAM A classe IS-V A

POST-INTERVENTO

PAM 0.6% IS-V 127.8% CLASSE DI RISCHIO **A**

classe PAM A classe IS-V A+

Chiudi

ASPETTI GEOTECNICI E FONDAZIONI

Si illustrano, sommariamente, lo stato geologico, tettonico, idrologico e morfologico del sito di intervento rinviando alla "Relazione geologica" allegata il maggior dettaglio. Nello specifico della presente relazione vengono illustrati i criteri di scelta e le ipotesi assunte a riferimento in merito ai parametri geotecnici e di tipologia fondale adottati in sede di calcolo. Si richiamano, in questa sede, la normativa tecnica assunta a riferimento, i caratteri geologici generali, i metodi e le tecniche di calcolo utilizzati, le caratteristiche tecnico-progettuali relative alle opere strutturali di fondazione e le prescrizioni prestazionali e di controllo dei cedimenti.

Il sottosuolo della Provincia di Taranto, entro i volumi di possibile interesse pratico, appare molto semplice poiché formato da quattro orizzonti litologici principali sovrapposti. Le caratteristiche geologiche generali si inquadrano completamente nel panorama della regione pugliese che costituisce una unità ben definita, con ruolo di avampaese, e caratterizzata da una potente e piuttosto monotona successione calcarea mesozoica che si estende verso occidente, oltre le Murge e Taranto, a costituire il substrato della fossa pliocenica della Valle del Bradano. I caratteri geologici più salienti sono messi in evidenza dalla morfologia che appare, in generale, più movimentata dove affiorano i sedimenti calcarei mesozoici.

Le aree pianeggianti sono occupate, oltre che da depositi continentali superficiali, da sedimenti marini in cui si riconoscono alcune unità caratteristiche che comprendono le rocce definite in modo improprio "tufi". Si tratta, per le aree prossime alle Murge, di Calcareniti di Gravina, del Pliocene Superiore - Calabriano, di Calcareniti di Monte Castiglione, del Calabriano - Tirreniano, di "tufi" delle Murge, genericamente riferibili al Pleistocene. A questi depositi, prevalentemente calcarenitici, si uniscono sedimenti marnoso-argillosi e sabbiosi, come le Argille del Bradano, di età Calabriana, e la coeva Formazione di Gallipoli, presente verso la zona sud-est e affiorante nel Salento.

I fenomeni plicativi sono piuttosto modesti: le anticlinali sono di limitata estensione, con fianchi dolci, in genere vergenti verso nord-est. Le faglie sono di tipo distensivo, con piano molto inclinato, talora prossimo alla verticale e hanno interessato quasi tutta la serie sedimentaria marina con rigetti difficilmente calcolabili. Alcune di queste faglie limitano blocchi calcarei aventi giacitura monoclinale che assumono, pertanto, caratteri di Horst.

Nell'area della Provincia di Taranto sono riconosciute e distinte le seguenti principali unità, dal basso verso l'alto:

- C^{11-7} **Calcarea di Altamura**: calcari compatti con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatte (Turoniano - Senoniano con possibile passaggio al Cenomaniano);
- PQ^c **Calcarenite di Gravina**: calcareniti in genere fini, pulverulente, talora molto compatte, ghiaie e breccie calcaree (Pliocene Superiore - Calabriano);
- Q^a **Argilla del Bradano**: marne argillose e siltose con talora intercalazioni sabbiose (Calabriano);
- Q^c **Calcareniti di Monte Castiglione**: calcareniti per lo più grossolane, calcareniti farinose, calcari grossolani con talora breccie calcaree (Calabriano - Tirreniano).

A queste formazioni marine va aggiunta un'altra unità costituita da ghiaie e sabbie pleistoceniche marine (Q^c_g) che passano letteralmente a sedimenti alluvionali (q^c_g). Si individuano, inoltre, i depositi di transizione e continentali quaternari rappresentati da limi lagunari e palustri del Pliocene - Olocene (q_1), da dune costiere attuali e recenti (q_d) e da sabbie, ghiaie alluvionali e limi palustri attuali (a^2).

Il sito specifico di intervento, come meglio dettagliato in sede di Relazione geologica e corroborato da indagini in sito, è caratterizzato dalla seguente successione stratigrafica associabile alle suddette unità di riferimento sopra descritte:

- primo orizzonte, di nessuna rilevanza ai fini della portanza fondale, costituito da terreni di riporto con potenza oscillante da qualche centimetro fino a 1 m;
- secondo orizzonte, nella parte inferiore, è di spessore prossimo ai 10 – 12 m e risulta costituito da limi argillosi e sabbiosi con presenza, a volte, di sovrastrati di modesta entità di calcareniti frantumate;
- terzo orizzonte, più profondo e di grande potenza, è costituito da argille limose.

Le caratteristiche strutturali dell'area della Provincia di Taranto sono piuttosto semplici (cfr. fig. 4). In linea generale, i calcari mesozoici degradano da nord-est a sud-ovest e ciò per effetto sia di una immersione in questo senso, sia della presenza di fratture, in genere non rilevabili in superficie, che determinano l'abbassamento del substrato calcareo.

L'assetto generale è alterato da motivi particolari, più o meno estesi, che interessano tutta la successione sedimentaria. Si nota una corrispondenza tra morfologia e tettonica per cui le aree aventi quote più elevate coincidono con alti strutturali costituiti dal Calcarea di Altamura.

Nel settore nord, dove affiorano sedimenti mesozoici, gli strati si immergono in linea generale verso sud con pendenze medie tra 10° e 20° e solo eccezionalmente raggiungono i 30°; essi danno quindi luogo ad una monoclinale che si immerge al di sotto dei sedimenti più recenti e che localmente è interessata da deboli ondulazioni e fratture. I calcari mesozoici riaffiorano più a sud in rilievi più o meno discontinui allineati ONO-ESE tra Mottola e Crispiano e NNO-SSE tra Crispiano e Lizzano. Questi rappresentano alti strutturali separati dalle Murge da una sinclinale che si estende lungo tutta l'area.

La morfologia generale della zona è piuttosto dolce che si accentua solo in corrispondenza degli affioramenti del Calcarea di Altamura. I rilievi sono solo di poco sopraelevati sull'altopiano degradante leggermente verso sud, talora terrazzato con sviluppo di scarpate evidenti tra Monte delle Pianelle, Monte Trazzonara e a nord di Grottaglie.

La morfologia è resa più viva dalla presenza di canali (gravine o lame) che in direzione nord-sud incidono i sedimenti calcarei nella zona a nord ed ovest di Taranto. In genere non si notano tracce di faglie sul terreno a causa dell'erosione e della copertura superficiale. Tutta l'area che si estende a sud dei rilievi calcarei e fino alla costa ha i caratteri di una piana degradante verso il mare e talora è interessata da una serie di terrazzi paralleli alla costa.

Le rocce affioranti sono in prevalenza permeabili per porosità o per fessurazione. Il primo tipo di permeabilità è presente nelle Calcareniti di Gravina, nelle Calcareniti di Monte Castiglione e nei sedimenti grossolani e psammitici che si sviluppano nella zona sud-occidentale oltre che in corrispondenza delle dune costiere. Talora anche alcuni termini del Calcarea di Altamura hanno una permeabilità primaria anche se in genere si sviluppa prevalentemente una permeabilità per fessurazione, cioè secondaria, che interessa tutti gli affioramenti della zona.

I sedimenti impermeabili hanno estensione in superficie più limitata e sono rappresentati dall'Argilla del Bradano e dai limi lagunari e palustri quaternari (Montemesola, Monteparano e tra Mottola e le Murge).

A causa di un notevole assorbimento dei litotipi superficiali e della grande diffusione di rocce permeabili viene a mancare una vera e propria idrografia superficiale. Solo in occasione di grosse precipitazioni le gravine e i canali sono percorsi da acque superficiali. Dove affiorano i terreni impermeabili si sviluppano modesti corsi d'acqua con maggiore presenza nel settore occidentale. Si notano talora ristagni d'acqua di estensione e durata variabile in corrispondenza di isolate aree impermeabili (aree paludose attualmente ancora presenti o recentemente bonificate).

Si segnalano numerose sorgenti molte delle quali di lieve entità e scarso interesse pratico. L'origine delle sorgenti è duplice: per semplice emergenza a seguito dell'erosione degli strati di ricoprimento della falda freatica; sorgenti di trabocco per sbarramento o ascendenti dalla falda di base.

In tutta l'area della provincia è fortemente attiva una circolazione idrica sotterranea. La falda superficiale, in genere sorretta dalle Argille del Bradano, si trova talora anche a profondità notevoli e impregna le calcareniti, le sabbie, le ghiaie e i conglomerati.

La falda di base, o profonda, impregna i sedimenti al di sotto dell'Argilla del Bradano e, quindi, le calcareniti e i calcari. La fessurazione più o meno accentuata di questi strati consente una circolazione diffusa dell'acqua e solo eccezionalmente si ha una circolazione concentrata per la presenza di limitati sistemi di cavità carsiche.

La falda di base interessa tutto il territorio provinciale ed è in genere a pelo libero, solo nelle aree costiere è in pressione e dà luogo a sorgenti di trabocco.

La circolazione delle acque sotterranee non è uniforme. E' presente, infatti, uno spartiacque nel sottosuolo in direzione nord-sud in prossimità di Statte che separa le acque occidentali che si sversano verso il fiume Tara da quelle orientali che, invece, sversano in Mar Piccolo.

La falda di base si poggia sull'acqua marina che invade l'entroterra in proporzione di profondità pari a 1/60 della distanza dalla costa (pari, quindi, ad un abbassamento sotto il livello del mare di 15-16 m. per ogni km. di distanza dalla costa).

La sequenza stratigrafica locale del sito di interesse ha caratteristiche tali da consentire la genesi di una falda freatica se pure le acque sotterranee pervenienti da monte vengano drenate facilmente verso mare. Gli apporti pluviali diretti trovano facile e libero deflusso verso mare a motivo della morfologia digradante dell'area. La falda idrica, peraltro di modesto spessore, impregna i termini superficiali con pelo libero posto in profondità, ed è valutata nei periodi più sfavorevoli, a circa 1,50 metri dal piano campagna.

Le interferenze geotecniche con il sottosuolo locale sono individuabili nelle scelte tipologiche attinenti alle strutture di fondazione e alla stabilità delle pareti di scavo previste per la realizzazione delle opere fondali. Le proprietà tecniche dei litotipi coinvolti sono definite, oltre che a seguito delle prove effettuate e riportate in sede di relazione geologica, anche tramite l'analisi di informazioni preesistenti ricavate dalla letteratura di siti contermini. In particolare, inoltre, si fa riferimento ai seguenti sondaggi:

- stratigrafie di sondaggi realizzati a carotaggio continuo;
- valori penetrometrici ottenuti con prove di tipo "Standard Penetration Test" (SPT).

Il calcolo delle strutture di elevazione viene spesso condotto in maniera scissa dal complesso fondale ipotizzando la presenza di vincoli perfetti in grado di impedire nei ritti sia i cedimenti verticali che angolari. Ai fini di offrire alla struttura di elevazione un vincolo quanto più aderente alla realtà, di valutare correttamente i cedimenti verticali e angolari dei vincoli, trasmettere i carichi al sottosuolo in maniera tollerabile e assicurare la staticità globale dell'intero complesso strutturale (elevazione-fondazione) si è deciso di propendere per uno studio complessivo e unitario dell'intera struttura come consentito dal programma di calcolo strutturale "DOLMEN" sviluppato dalla CDM DOLMEN & Omnia-Is S.r.l. di Torino che integra idonei software geotecnici. Il calcolo del complesso strutturale è, così, condotto per mezzo di elaboratore elettronico e nel rispetto delle norme C.N.R. 10024/86. L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto confrontata con esempi di calcolo già svolti e di sicura ed univoca soluzione. Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non si riscontrano labilità e le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

La schematizzazione strutturale assunta per il terreno e che viene solitamente utilizzata è quella di un corpo elastico, omogeneo e isotropo, indefinito in tutte le direzioni, delimitato superiormente da un piano e caricato, su piccole zone dello stesso, da forze distribuite. Tale modello strutturale del terreno, ovviamente, può spesso discostarsi dalla realtà del sito. Si definiscono, pertanto, i "cedimenti primari" η (che avvengono in breve tempo) dai "cedimenti secondari" (che avvengono lentamente e si prolungano nel tempo anche per molti anni) ed il cui studio va condotto facendo riferimento non ai valori assoluti di pressione applicata ma all'incremento generato di pressione dalla fondazione rispetto alla pressione preesistente alla costruzione. In particolare si pone una specifica attenzione ad evitare o, quanto meno, a valutare con cura i "cedimenti differenziali" che possono indurre sollecitazioni impreviste nella sovrastruttura (ritenendoli particolarmente dannosi qualora superino 1/1000 della distanza tra due ritti consecutivi).

L'adozione per il terreno del modello di Boussinesq, ovvero del semispazio indefinito, elastico, omogeneo ed isotropo porta ad operazioni spesso inutilmente complesse cui non sempre fa riscontro una maggiore attendibilità. In linea generale si preferisce schematizzare il suolo elastico secondo il modello di Winkler. Tale modellazione si basa su tre ipotesi fondamentali:

- il terreno è in grado di reagire nei due versi verticali (ovvero abbassamenti o innalzamenti);
- la reazione del terreno è in ciascun punto proporzionale allo spostamento verticale secondo una costante k che si assume indipendente dalle dimensioni e dalla rigidità della fondazione, indipendente dalla pressione esercitata e uniforme in tutti i punti dell'area di impronta;
- lo spostamento in un punto del terreno è indipendente dagli spostamenti degli altri punti (vale a dire che si ritiene nulla la coesione del terreno).

A tale scopo i parametri geotecnici che è necessario definire sono la costante di sottofondo k , o coefficiente di Winkler, e la tensione caratteristica σ_t . I dati di seguito riportati vengono presi in considerazione in sede di calcolo strutturale come valori di riferimento e saranno ritenuti validi qualora non vengano esperite, in sede di realizzazione, più specifiche e puntuali rilevazioni numeriche.

RAPPORTO GEOTECNICO

Sulla base delle osservazioni di campagna, dei risultati dei sondaggi geognostici, e delle prove SPT CPT condotte, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla realizzazione delle opere in progetto.

L'analisi condotta ha permesso di definire il modello geotecnico del terreno di fondazione, caratterizzato dalle seguenti caratteristiche fisico-meccaniche degli strati formanti la colonna stratigrafica.

Caratteristiche fisico-meccaniche-geotecniche dei terreni		
Strato	$S_{u,k,05}$ [N/mm ²]	$V_{s,k,05}$ [m/s]
Limo Quote: da 0 a -1200 [cm] Potenza: 1200 [cm]	0.03	9.25
Argille Quote: da -1200 a -5000 [cm] Potenza: 3800 [cm]	0.035	11.8

Strato: nome, quote e potenza dello strato appartenente la colonna stratigrafica; $S_{u,k,05}$: resistenza al taglio non drenata del terreno; $V_{s,k,05}$: velocità delle onde di taglio

L'analisi è svolta considerando che i parametri geotecnici stimati governino uno stato limite tale da compensare le eterogeneità proprie del terreno. Questa considerazione è valida quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, o la struttura interagente col terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Nella stima dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi.

Si esegue un'analisi statistica per selezionare il 5° percentile della distribuzione della media, valore caratteristico del parametro geotecnico. La distribuzione reale del parametro geotecnico analizzato non è nota, ma può essere indotta per inferenza statistica, utilizzando i dati del campione disponibile.

In questo caso, data l'esigua numerosità del campione, si fa riferimento al coefficiente di variazione CV (noto da letteratura o da informazioni locali) per esprimere la variabilità della popolazione. Per un campione di n dati estratto casualmente da una popolazione con distribuzione Normale, della quale a priori non si conosca la media μ ma sia noto lo scarto quadratico medio σ , la distribuzione dell'incertezza della vera media è calcolata con la distribuzione Normale standardizzata:

$$\mu_k = \mu_c + z \sigma / n^{0.5}$$

μ_k = valore caratteristico della media del parametro geotecnico (popolazione)

z = distribuzione Normale standardizzata (con probabilità $p=5\%$)

μ_c = stima della media della popolazione (ottenuta dal campione)

σ = scarto quadratico medio vero della popolazione, ottenuto da coefficiente di variazione noto e dalla media campionaria

$n^{0.5}$ = radice quadrata della numerosità campionaria.

La resistenza alla penetrazione N , viene modificata dai seguenti coefficienti:

C_b , correzione per il diametro del foro, secondo Skempton 1986.

C_b , correzione per la lunghezza delle aste, secondo Skempton 1986.

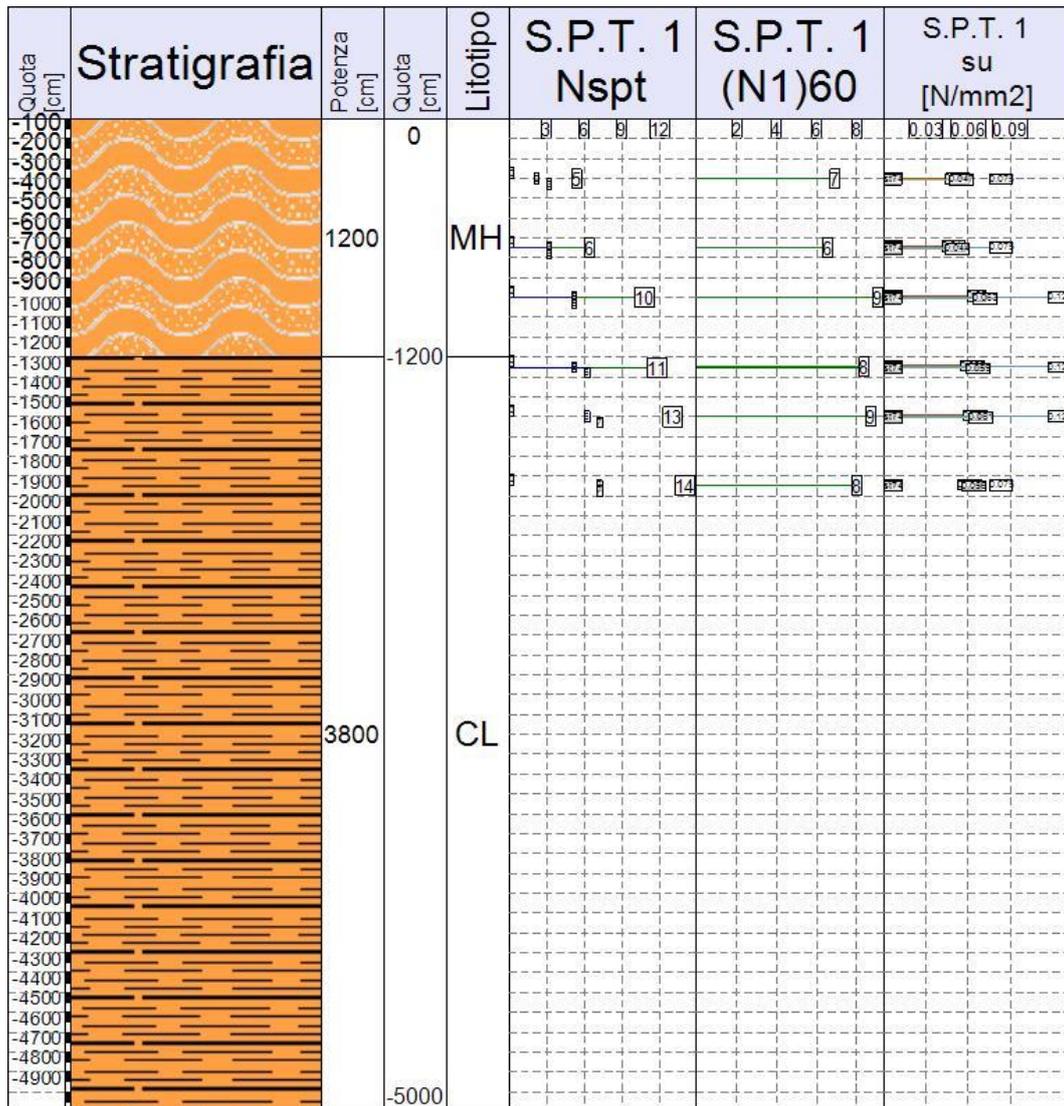
C_s , correzione per il tipo di campionatore, secondo Skempton 1986.

C_e , correzione per il rapporto di energia dell'attrezzatura utilizzata, secondo Schmertmann 1979.

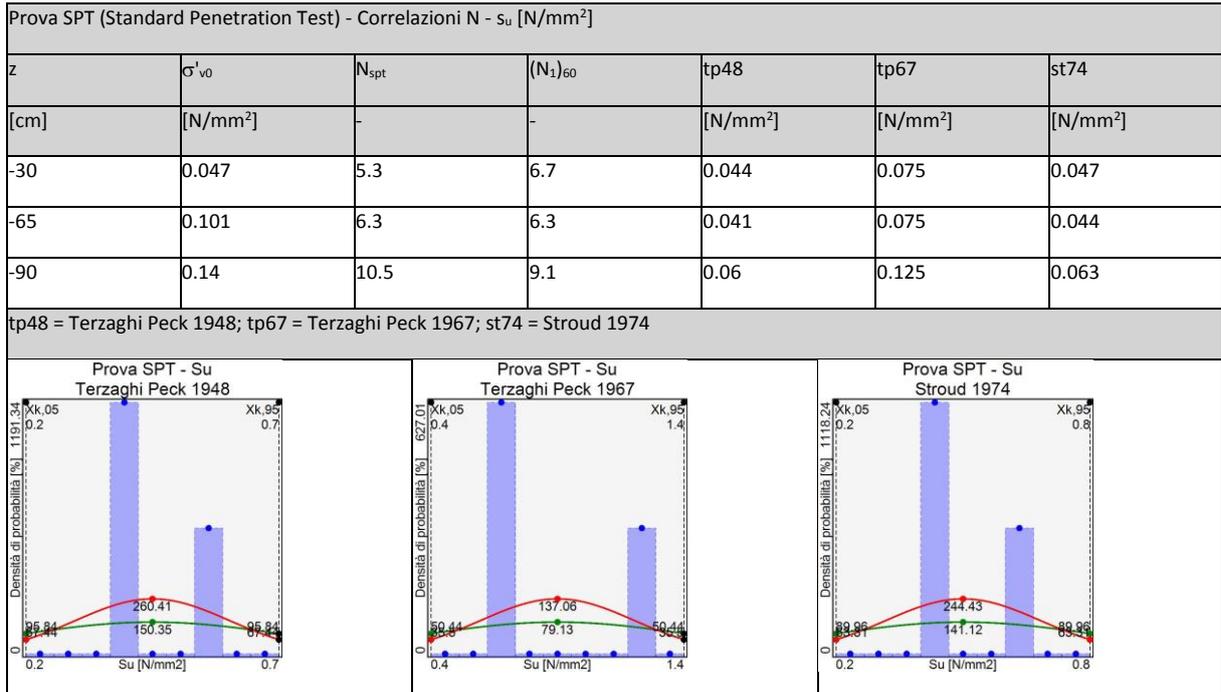
C_n , correzione per la pressione del terreno sovrastante, secondo Skempton 1986.

Sulla base delle osservazioni di campagna e dei risultati delle prove SPT condotte nei fori di sondaggio, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla realizzazione

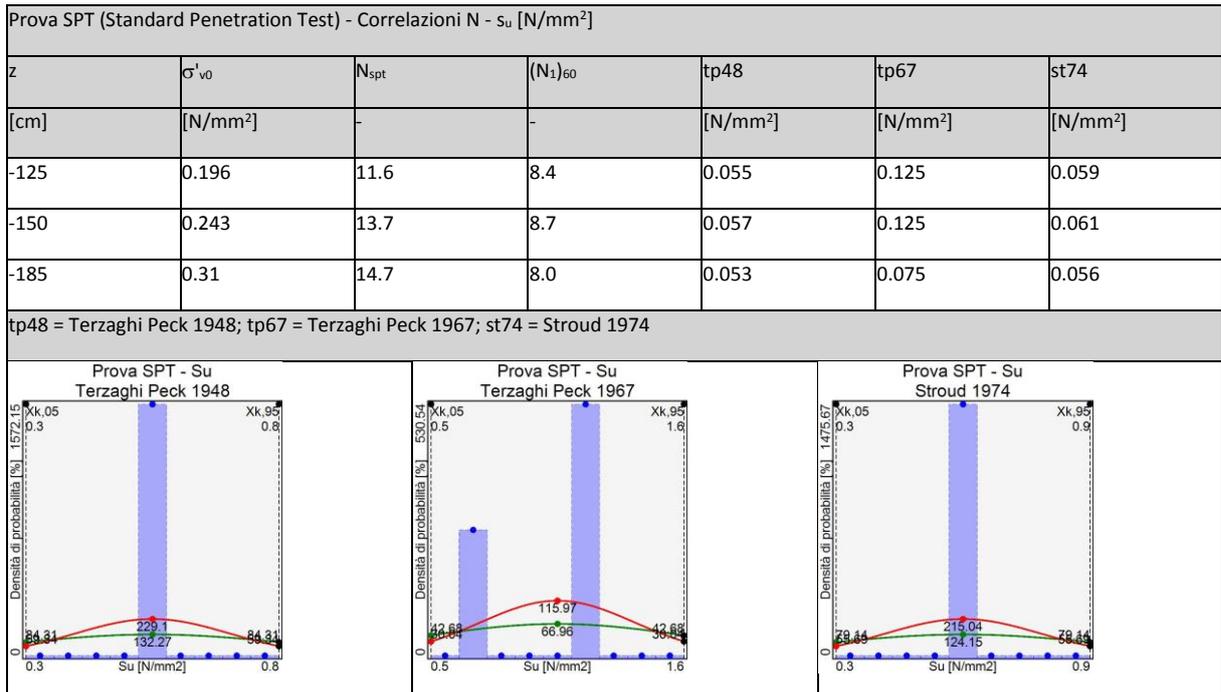
delle opere in progetto.

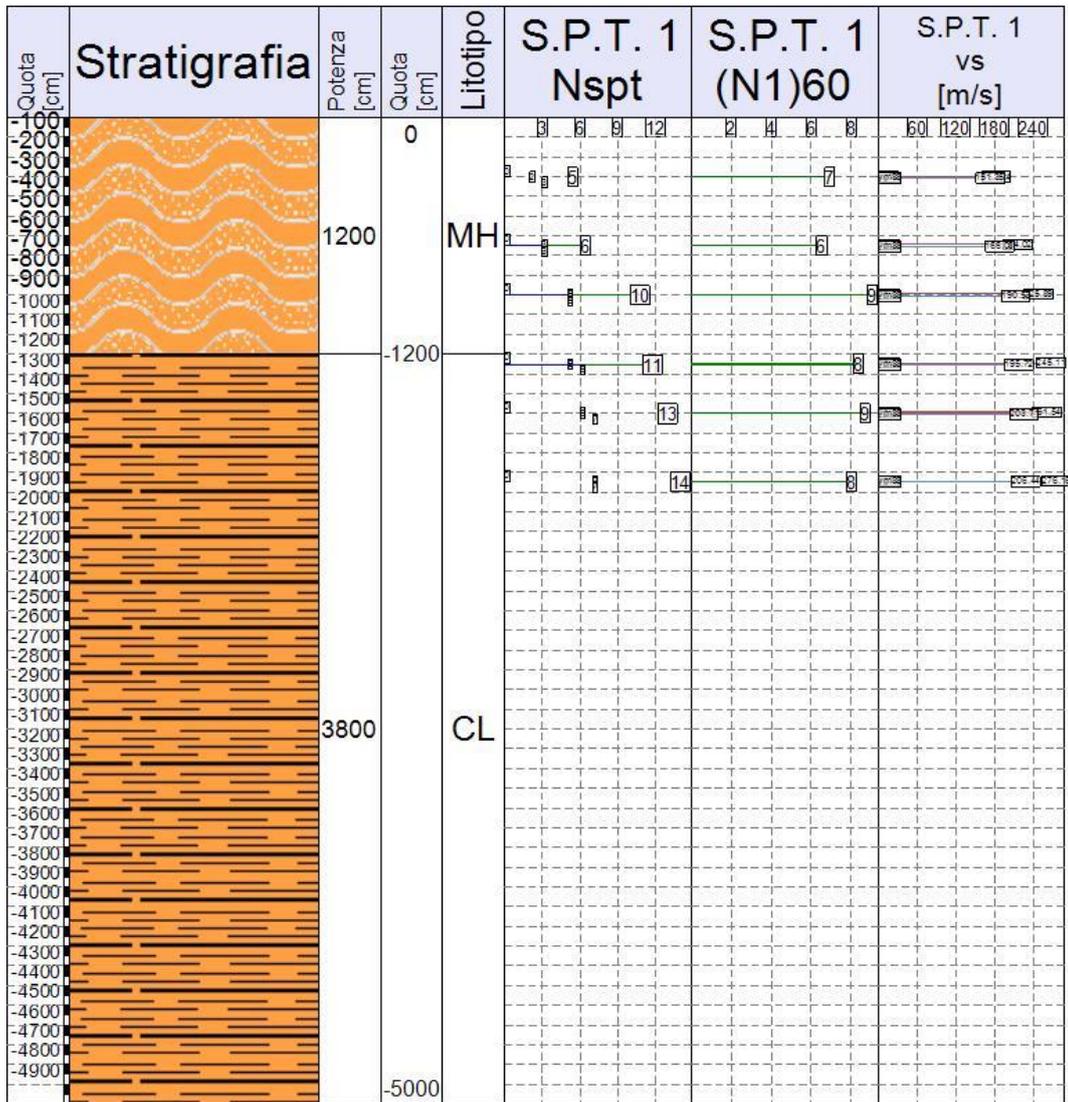


Primo strato (limo):

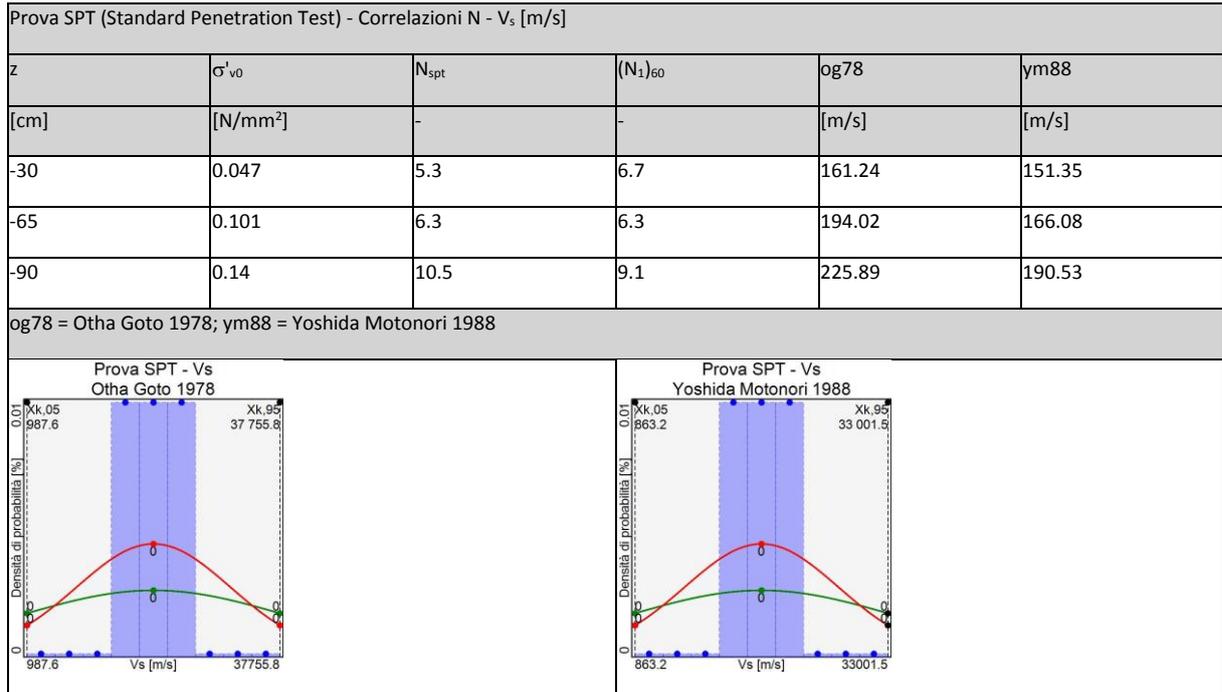


Secondo strato (argille):





Primo strato (limo):



Secondo strato (argille):

