



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
 MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO
 DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO
 DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO



ACEA ATO 2 SPA



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. PhD Alessia Delle Site

SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

CONSULENTE

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO
A194PD R017 5

COD. ATO2 APE10116

DATA **OCTOBRE 2019** SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento
 dell'approvvigionamento della città
 metropolitana di Roma
 "Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema
 idrico del Peschiera",
 L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6			
7			

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO
 DEL PESCHIERA
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

PROGETTO DEFINITIVO

TEAM DI PROGETTAZIONE

CAPO PROGETTO
 Ing. Angelo Marchetti

GEOTECNICA E STRUTTURE
 Ing. Angelo Marchetti

Hanno collaborato:
 Ing. Roberto Biagi
 Ing. Claudio Lorusso



**RELAZIONE TECNICA DEGLI
 INTERVENTI DI PROGETTO
 SULLE STRUTTURE ESISTENTI**

CONSULENTI:
 Prof. Ing. Francesco Federico
 Prof. Ing. Quintilio Napoleoni
 GEEG – Geotechnical and Environmental Engineering Group
 IATT – Italian Association For Trenchless Technology

INDICE

1	PREMESSA	7
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	12
3.1	OPERE DI DERIVAZIONE – SORGENTI – PIANA DI SAN VITTORINO	12
3.1.1	COPERTURA CANALE ESISTENTE	12
3.1.2	MANUFATTO DI DERIVAZIONE DEL CANALE A CIELO APERTO ESISTENTE	13
3.1.3	TUBAZIONE FRA OPERA DI DERIVAZIONE E NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE.....	14
3.1.4	CANALE DI COLLEGAMENTO TRA LA CENTRALE DI SOLLEVAMENTO ESISTENTE E IL NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE.....	14
3.1.5	NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE.....	16
3.1.6	OPERE DI MICROTUNNELING NELLA PIANA DI SAN VITTORINO	17
	Tecnologia esecutiva delle opere di sostegno provvisionali.....	18
3.1.6.1	Stabilità del fondo scavo.....	21
	Descrizione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi MT	21
	Opere di completamento dei pozzi.....	23
3.1.7	POZZO DI SPINTA M1	24
3.1.8	POZZO DI SPINTA M2	24
3.1.9	POZZO DI SPINTA M3	24
3.1.10	POZZO DI ARRIVO M4	25
3.1.11	POZZO DI SPINTA M5.....	25
3.1.12	POZZO DI ARRIVO M6 – NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELL’ACQUEDOTTO	25
3.2	IL NUOVO TRONCO SUPERIORE DELL’ACQUEDOTTO DEL PESCHIERA	26
3.2.1	GALLERIA PONZANO.....	26
3.2.2	FINESTRA COTILIA DI ACCESSO ALLA PONZANO	26
3.2.3	MICROTUNNELING 2X2500 SIFONE FIUME SALTO	27
3.2.4	SALTO 1	27

3.2.5	SALTO 2	28
3.2.6	GALLERIA COGNOLO	28
3.2.7	MICROTUNNELING 2X2500 SIFONE FIUME TURANO	29
3.2.8	TURANO 1	29
3.2.9	TURANO 3	29
3.2.10	GALLERIA ZOCCANI	29
3.2.11	PIANA DELLE MOLETTE PDM	30
3.2.12	GALLERIA MONTE VECCHIO	30
3.3	NODO DI SALISANO E SORPASSO DELLA CENTRALE.....	31
3.3.1	NODO S.....	32
3.3.2	GALLERIA SALISANO	33
3.3.3	GALLERIA DI SORPASSO DA POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2 A POZZO DI DISSIPAZIONE PZ1 34	
3.3.4	POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2	34
3.3.5	GALLERIA DI SORPASSO DA NUOVO BIPARTITORE BIP A POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2 ..	34
3.3.6	NUOVO BIPARTITORE BIP	35
3.3.7	COLLEGAMENTO AL PESCHIERA INFERIORE DESTRO	35
3.3.8	COLLEGAMENTO AL PESCHIERA INFERIORE SINISTRO	38
4	MATERIALI	39
4.1	SCAVO MECCANIZZATO	39
4.1.1	CALCESTRUZZO PER CONCI PREFABBRICATI ANELLO DI RIVESTIMENTO	39
4.1.2	BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....	40
4.1.3	GUARNIZIONI DI TENUTA IDRAULICA.....	41
4.1.4	SISTEMI DI CONNESSIONE DEI GIUNTI IN DIREZIONE CIRCONFERENZIALE.....	41
4.1.5	MALTE BICOMPONENTI	42
4.1.6	TERRENO CONDIZIONATO.....	42
4.2	SCAVO TRADIZIONALE.....	43
4.2.1	CALCESTRUZZO PROIETTATO (SPRITZ-BETON)	43

4.2.2	CALCESTRUZZO ARMATO STRUTTURALE PER CALOTTA E PIEDRITTI	43
4.2.3	BARRE DI ARMATURA E RETE ELETTRORALDATA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....	43
4.2.4	TUBI IN VTR	43
4.2.5	ACCIAIO PER CENTINE, PIASTRE, CATENE E COLLEGAMENTI.....	44
4.2.6	DRENAGGI	44
4.2.7	IMPERMEABILIZZAZIONE IN PVC	45
4.2.8	MISCELE PER CEMENTAZIONI A BASSA PRESSIONE	45
4.2.9	INIEZIONI DI GUAINA	45
4.2.10	INIEZIONE DI CONSOLIDAMENTO	46
4.2.11	PARAMETRI MINIMI TERRENO CONSOLIDATO	46
4.3	POZZI E MANUFATTI.....	46
4.3.1	CALCESTRUZZO ARMATO C 32/40	46
4.3.2	CALCESTRUZZO PER GETTI SUBACQUEI	47
4.3.3	BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....	47
4.3.4	CALCESTRUZZO MAGRO	47
4.3.5	ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	47
4.3.6	CONNETTORI A TAGLIO	47
4.3.7	TAMPONE DI FONDO (JET GROUTING).....	47
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – TECNICO.....	48
5.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	48
5.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	52
5.3	CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA.....	54
5.4	INDAGINI GEOTECNICHE.....	57
5.5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	58
6	AZIONI SULLE COSTRUZIONI	60
6.1	AZIONI VERTICALI SUI MANUFATTI INTERRATI	60
6.1.1	PESO PROPRIO	60
6.1.2	CARICO PERMANENTE	60

6.1.3	CARICO ACCIDENTALE.....	60
6.1.4	CARICO ACQUA DI INVASO	60
6.2	AZIONI ORIZZONTALI SUI MANUFATTI INTERRATI.....	61
6.2.1	SPINTA STATICA DEL TERRENO A RIPOSO.....	61
6.2.2	INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO PER SOVRACCARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO	62
6.2.3	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO	62
6.2.4	SPINTA STATICA DELL'ACQUA DI INVASO	63
6.2.5	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DELL'ACQUA DI INVASO	63
6.3	AZIONE DEL VENTO.....	64
6.4	AZIONE DELLA NEVE	64
6.5	AZIONE SISMICA	64
6.5.1	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	65
7	INTERVENTI SU STRUTTURE ESISTENTI.....	72
7.1	CENTRALE DI SOLLEVAMENTO (SORGENTI DEL PESCHIERA)	72
7.1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	73
7.1.2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO PREVISTO	73
7.1.3	REQUISITI E STANDARD DELL'OPERA SECONDO LE NORMATIVE VIGENTI ALL'EPOCA DI COSTRUZIONE	76
7.1.3.1	Qualità dei materiali.....	76
7.1.3.2	Regole sui dettagli costruttivi	77
7.1.3.3	Criteri di verifica.....	78
7.1.4	INDAGINI DIAGNOSTICHE STRUTTURALI ESEGUITE	79
7.1.4.1	Materiali esistenti in opera.....	81
7.1.4.1.1	CALCESTRUZZO	81
7.1.4.1.2	ACCIAIO.....	87
7.1.5	MODELLO DI CALCOLO	87
7.1.6	ANALISI DEI CARICHI	89
7.1.7	VERIFICHE STRUTTURALI	91
7.1.7.1	Verifiche globali.....	91

7.1.7.1.1	ANALISI MODALE	91
7.1.7.2	Verifiche Locali	99
7.1.7.3	Verifica della struttura provvisoria in acciaio per il lavoro sub-acqueo.....	101
7.2	VASCA DI CARICO ESISTENTE.....	108
	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	108
7.2.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO PREVISTO	108
7.2.2	REQUISITI E STANDARD DELL'OPERA SECONDO LE NORMATIVE VIGENTI ALL'EPOCA DI COSTRUZIONE	110
7.2.2.1	Qualità dei materiali.....	110
7.2.2.2	Regole sui dettagli costruttivi	111
7.2.2.3	Criteri di verifica.....	112
7.2.3	INDAGINI DIAGNOSTICHE STRUTTURALI ESEGUITE	113
7.2.3.1	Materiali esistenti in opera.....	115
7.2.3.1.1	CALCESTRUZZO	115
7.2.4	MODELLO DI CALCOLO	118
7.2.5	ANALISI DEI CARICHI	121
7.2.6	VERIFICHE STRUTTURALI	122
7.2.6.1	Verifiche globali.....	122
7.2.6.1.1	ANALISI MODALE	122
7.3	INTERCONNESSIONE TRONCO INFERIORE DESTRO/SINISTRO PESCHIERA	130
7.3.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	130
7.3.2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO PREVISTO	130

1 PREMESSA

La presente Relazione sulle strutture, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), è redatta in ottemperanza a quanto disposto dall'articolo 23, commi 1 e 7 del Codice dei Contratti (D.Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii.), nel rispetto dei principi generali degli articoli 4, 15, 16, 18 e 21 dell'emanando Decreto Progettazione, schema approvato dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLLPP) nell'adunanza del 25/05/2018 n. prot. 45/2018 e di quanto già in precedenza indicato all'interno del Quadro Esigenziale (QE) e del successivo Documento di Indirizzo alla Progettazione (DIP), atti di programmazione redatti e ratificati da Acea ATO2 per l'elaborazione del Progetto medesimo.

La presente Relazione è tesa ad approfondire e sviluppare gli aspetti strutturali inerenti le opere previste nella soluzione progettuale individuata sulla scorta delle analisi effettuate nel Documento di Fattibilità delle Alternative Progettuali (DOCFAP) e del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE) e le strutture esistenti.

Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno quindi oggetto delle successive fasi progettuali quali il Progetto Esecutivo (PE).

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le valutazioni relative alle opere dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative e Linee guida:

- 1927 - Regio Decreto Legge n. 431 (G.U. 08 aprile 1927 n.82) "Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comune dichiarati zone sismiche"
- 1933 - Regio Decreto Legge n. 1213 (G.U. 16 settembre 1933 n.224) "Norme per l'accettazione dei leganti idraulici" "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato"
- 1939 - Regio Decreto Legge n. 2228 e n. 2229 del 16 Novembre 1939 (G.U. n. 92 del 18/04/1940) "Norme per l'accettazione dei leganti idraulici" "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato"
- C.M.LL.PP. 6 novembre 1967 n.3797 (G.U. 22 dicembre 1962 n.326) "Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni"
- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 2/2/74 n. 64 "Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche".
- D.M. LL.PP. 11 maggio 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996".
- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996".
- Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 "Disposizioni urgenti di Protezione civile".
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14/09/2005 "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.M. del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- UNI EN 206-1, 2006, "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- D.M. del 17/01/2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazioni delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 "Nuova classificazione sismica della regione Lazio".
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 "Rettifica all'allegato 1 della D.G.R. 387/09".
- "Steel Pipe – A Guide for Design and Installation", AWWA American Water Works Association
- "Condotte forzate" Rapporto finale ITCOLD, Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2019
- "Seismic Guidelines for Water Pipelines" ALA American Lifelines Alliance, 2005
- "Specification for Line Pipe" API American Petroleum Institute
- UNI EN 12889:2000 "Trenchless Construction and testing of drains and sewes"
- DWA-A-125E:2008 "Pipe Jacking and Related Techniques"
- DWA-A 161E "Static Calculation of Jacking Pipes"
- UNI/PdR 26.2:2017 "Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interraste a basso impatto ambientale"
- UNI EN 12111:2010 "Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Frese, minatori continui e impacts rippers - Requisiti di sicurezza"

- UNI EN 12336:2009 "Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Scudo meccanizzato, spingitubo meccanizzato, spingitubo meccanizzato con estrattore a coclea, erettori di conci – Requisiti di sicurezza".
- AICAP-AGI "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni" (2012).
- AGI "Jet Grouting. Raccomandazioni" (2012).
- SIG "Linee guida per la progettazione, l'appalto e la costruzione di opere in sotterraneo" (1997).
- AGI "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio" (1994).
- AFTES-Groupe de travail n°7, Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method.
- ITA Guidelines for the design of tunnels (1988).
- ITA/AITES–International Tunnelling Association: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) Year 2000 - Working Group: WG 14 «Mechanized Tunnelling».
- SIG–Linee guida per la scelta delle TBM (5/1997).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting tunnel boring machines (10/2010).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for Design and Operation of Shield Machines (6/2000).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines (5/1997).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen – Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for the Use of Gaskets for sealing segmental Linings (2/2006).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen - Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for Testing and Application of sealing Gaskets in segmental Linings (8/2005).

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

3.1 Opere di derivazione – Sorgenti – Piana di San Vittorino

3.1.1 Copertura canale esistente

Nella zona delle sorgenti, al fine di preservare la risorsa idrica captata, è necessario prevedere una copertura del canale esistente, per un'estensione lineare di circa 150m. Per poter consentire le operazioni durante le fasi di lavoro sarà previsto un bypass provvisorio del canale, da effettuarsi tramite l'adozione di una tura a monte della zona di interesse; le eventuali venute d'acqua dal fondo del canale saranno opportunamente canalizzate ed emunte verso valle.

La sistemazione definitiva del canale prevede la posa in opera sulle lastre esistenti di tubazioni forate in cemento DN1000, intorno alle quali sarà posto materiale drenante di grossa pezzatura ad elevata permeabilità. Le tubazioni DN1000, che scorrono internamente al canale, sono di cemento con spessore 100 mm e conci di lunghezza pari a 2.00 m, rinforzati con fibre di acciaio. Al di sopra sarà previsto uno strato anticapillare di ghiaia costipata dello spessore di almeno 30 cm, con diametro massimo degli inerti non superiore ai 70mm. La copertura del canale prevede poi l'inserimento di un geosintetico drenante al di sotto del quale sarà posto uno strato di terreno argilloso a bassa permeabilità. La sistemazione finale prevede poi uno strato di materiale inerte drenante di almeno 30cm, sul quale è posto del terreno vegetale. Per evitare che il canale entri in pressione durante i periodi di maggior afflusso, saranno posizionati degli sfiati posti ad intervalli regolari ed in continuità con gli esistenti, uscenti dal rilevato di nuova realizzazione e connessi in profondità col materiale drenante di grossa pezzatura. mirato ad aumentare il deflusso delle acque all'interno delle vie preferenziali di filtrazione rappresentate dalle tubazioni. La copertura sarà realizzata con materiale appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3, in strati di spessore non superiore a 50 cm: ogni strato dovrà essere costipato mediante rullatura, in modo da ottenere una densità secca non inferiore al 95% della densità massima, derivante da prove di costipamento AASHTO.

La deviazione provvisoria del canale esistente potrà essere rimossa alla fine dei lavori di realizzazione del canale e del manufatto di derivazione e ripristinato il flusso idrico lungo il canale.

3.1.2 Manufatto di derivazione del canale a cielo aperto esistente

Le acque raccolte dal canale esistente saranno convogliate in un manufatto di nuova realizzazione che sorgerà in prossimità dell'impianto di sollevamento e della soglia esistenti. La realizzazione dell'opera è prevista sfruttando il bypass del canale, che quindi recapiterà le acque più a valle nella fase transitoria di costruzione; lo scavo sarà sostenuto con un palancolato metallico infisso, mentre le venute d'acqua dal fondo saranno gestite convogliandole verso un sistema di pompaggio che emungerà le portate filtranti.

L'opera prevista ha pianta rettangolare di dimensioni circa 10.75m x 11.60 m ed un'altezza di circa 3.00 m, di cui circa 75 cm fuori terra. La parete di monte sarà opportunamente forata in modo analogo al setto della centrale di pompaggio esistente adiacente al sistema di drenaggio, in modo da consentire l'ingresso della portata d'acqua, che sarà sfiorata nel manufatto avvalendosi della soglia già presente. A valle dell'opera, invece, è prevista una paratoia a ventola, in grado di definire la quota di sfioro, in funzione dei livelli idrici di esercizio; parte della portata transitante nel manufatto sarà invece convogliata in uno scatolare con sezione trasversale pari a 1.60 m x 1.60 m che collegherà il manufatto di partenza al Nuovo Manufatto di partenza delle opere di derivazione.

Alla quota di copertura saranno realizzati dei vani, coperti da un grigliato in acciaio, in cui saranno alloggiati i volantini per consentire le operazioni di manovra degli organi interni al manufatto. Inoltre la copertura sarà realizzata con un tratto a sbalzo, inglobando l'impianto di sollevamento esistente e creando una zona di stoccaggio dei panconi del manufatto, quando non risultano necessari per la chiusura dei tratti.

3.1.3 Tubazione fra opera di derivazione e nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione

La connessione delle tra il manufatto di derivazione e il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione è garantita dalla posa in opera di uno scatolare in cemento armato di dimensioni interne trasversali pari a 1.60m x 1.60m e sviluppo lineare di circa 110m. Lo scatolare, previsto come elemento prefabbricato, sarà posto in opera scavando ad una profondità di circa -2.25m da piano campagna; vista la presenza di falda in prossimità del piano campagna, è necessario prevedere un palancolato metallico di sostegno allo scavo e gestione delle portate filtranti da fondo scavo con le stesse modalità previste per la realizzazione del manufatto di derivazione.

L'isolamento del tratto durante la fase di esercizio, sarà garantito dall'installazione a monte e a valle del tratto di un sistema pancone + paratoia + pancone, che permette anche la manutenzione degli organi di manovra (paratoie) durante la fase di esercizio. I panconi saranno calati nei gargami annegati nelle pareti e posti a monte e a valle delle paratoie di sezionamento previste in fase di progetto.

Nella zona di mezzeria dello sviluppo dello scatolare sarà posto un piccolo manufatto per l'alloggiamento di un misuratore di portata per valutare in tempo reale la portata fluente verso valle.

3.1.4 Canale di collegamento tra la centrale di sollevamento esistente e il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione

Per garantire il passaggio della maggior parte della portata verso il nuovo acquedotto, sarà necessario realizzare un collegamento tra la vasca di accumulo interrata della centrale di pompaggio ed il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione. Il collegamento sarà realizzato gettando in opera uno scatolare di dimensioni interne 4.00 m x 4.00 m che risulterà completamente interrato a meno dei vani di alloggiamento dei volantini degli organi di manovra che permetteranno le operazioni di esercizio direttamente dal piazzale antistante la centrale di sollevamento esistente. La presenza di falda posta in prossimità del piano campagna, per le opere di sostegno provvisoria si prevede l'utilizzo di pali secanti $\Phi 800$ posti ad interasse 0.50m da realizzare con tecnologia esecutiva CSP,

al fine di evitare l'utilizzo di fanghi bentonitici per il sostegno del foro, vista la prossimità alla centrale di sollevamento e la vicinanza alle opere di captazione. I pali previsti avranno lunghezza $L=10\text{m}$, saranno connessi in testa per mezzo di un cordolo in calcestruzzo armato di dimensioni pari a $1.20\text{ m} \times 0.80\text{ m}$; è previsto per ogni opera nella Piana di San Vittorino in cui è previsto uno scavo sostenuto con opere provvisoriale, un presbanco di 1.00m dal piano di campagna.

Per ovvi motivi di carattere esecutivo e al fine di limitare le interferenze e le vibrazioni indotte sulle strutture esistenti, nella zona in prossimità della vasca della centrale di collegamento, la paratia di pali secanti CSP sarà connessa ai setti in calcestruzzo armato esistenti interponendo una zona impermeabile per scongiurare le venute d'acqua nello scavo tramite iniezioni di miscela acqua-cemento a bassa pressione.

Le operazioni di connessione alla vasca della centrale di sollevamento dovranno essere svolte mantenendo in esercizio la centrale, pertanto il manufatto non potrà essere svuotato. Per garantirne il funzionamento quindi, sarà necessario calare una struttura modulare in acciaio all'interno della vasca da un'asola (di dimensioni $3.00\text{ m} \times 3.00\text{ m}$) preventivamente creata sul solaio posto alla quota del piazzale esterno, con personale subacqueo specializzato sarà movimentata e fissata connettendo i moduli per mezzo di giunzioni meccaniche bullonate e al setto in cemento armato fino ad altezza, in modo da isolare la porzione da demolire. In seguito, sarà quindi possibile aggottare l'acqua presente all'interno della struttura metallica

Il canale in progetto prevede oltre alla connessione al nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione, anche la possibilità di scaricare la portata direttamente al canale, in una sezione posta in adiacenza al ponte di ingresso alle sorgenti. Al fine di garantire un deflusso a pelo libero del canale sia verso lo scarico, sia verso il nuovo manufatto, la quota di sbocco dello scatolare nel canale deve necessariamente essere posta a quota 405.30 m.s.l.m. , che risulta inferiore alla quota attuale di scorrimento del canale esistente (407 m.s.l.m.). Pertanto sarà necessaria una riprofilatura parziale del fondo del canale per un'estensione di circa 15m fino in prossimità del ponte di ingresso alle sorgenti per mitigare la differenza di quota. Per consentire le lavorazioni di riprofilatura del fondo canale, sarà necessaria una deviazione provvisoria dello stesso attraverso l'interposizione

di una tura di sbarramento e l'aggottamento della portata più a valle dell'intervento; l'operazione di scavo e abbassamento del fondo sarà effettuata inserendo delle paratie di pali in continuità ed analoghe a quelle utilizzate per la posa dello scatolare. Vista l'impossibilità di poter raccordare le quote del canale per l'esiguo sviluppo lineare a valle del ponte di accesso, sarà posizionata una paratia trasversale di micropali $\Phi 300$ di lunghezza 8m con la funzione di creare un salto di fondo definitivo, da realizzarsi durante la deviazione provvisoria del flusso idrico nel canale.

3.1.5 Nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione

In affiancamento alla centrale di sollevamento esistente, sarà realizzato il manufatto di partenza delle opere di derivazione: in esso saranno convogliate le portate derivante dal canale esistente (per mezzo di uno scatolare 1.60m x 1.60m) e quelle derivanti dallo scatolare proveniente dalla connessione alla centrale esistente.

La realizzazione del manufatto prevede, nella fase iniziale, un primo scavo di dimensioni in pianta interne pari a 17.30m x 15.00m e profondità circa 13 m da piano campagna; vista la presenza di falda a quote prossime al piano campagna lungo tutta la Piana di San Vittorino, gli scavi saranno realizzati con pali secanti $\Phi 800$ posti ad interasse 0.50m da realizzare con tecnologia esecutiva CSP. I pali previsti avranno lunghezza $L=20$ m e saranno armati alternativamente, in maniera da consentire una completa compenetrazione.

La quota più profonda dell'opera rappresenta nella prima fase il pozzo di arrivo delle due tubazioni DN2500 in c.a.v. di spessore 25 cm provenienti dal pozzo di spinta M1; nella fase finale di esercizio invece la quota di 398 m.s.l.m. rappresenta la quota di scorrimento di partenza della portata captata.

Per poter realizzare la restante parte dell'opera, che dovrà avere necessariamente una quota al finito della soletta di fondazione di 405 m.s.l.m., si dovranno realizzare delle paratie di pali secanti $\Phi 800$ posti ad interasse 0.50m da realizzare con tecnologia esecutiva CSP di lunghezza pari a 10m che consentano di portare lo scavo a dimensioni in pianta pari a 21.60m x 24.00m circa. Per la realizzazione della soletta di fondo della struttura posta a 405 m.s.l.m. si procederà al taglio

alla stessa quota di una fila di pali necessari per lo scavo nella fase transitoria del pozzo di arrivo delle due tubazioni in microtunneling.

Pertanto il manufatto nella fase finale, sarà composto da una zona di arrivo delle acque captate, poste a quota 405 m.s.l.m.: la quota idraulica di invaso sarà governata da un sistema di paratoie a ventola comandate da volantini azionabili direttamente da piano campagna. Nella parte più profonda, invece, posta a quota 398 m.s.l.m. sarà invasata l'acqua necessaria a far fluire in pressione la portata di esercizio lungo due condotte DN2500 verso M1.

Visti gli elevati battenti idraulici che si instaurerebbero tra monte e valle alle opere di sostegno qualora lo scavo fosse realizzato all'asciutto per effetto dell'emungimento delle portate filtranti da fondo scavo che renderebbero irrealizzabile dei tamponi di fondo in jet grouting, per la creazione della soletta di fondo sarà prevista una particolare lavorazione che prevede lo scavo fino alla quota di progetto senza emungimento dell'acqua presente; in seguito, posizionate le armature e fissati degli ancoraggi ai pali tramite barre filettate avvalendosi di squadre specializzate subacquee, si procede al getto subacqueo di una soletta in calcestruzzo, che risulterà opportunamente ancorata lateralmente ai pali, tramite barre filettate già installate. Una volta impermeabilizzato lo scavo e scongiurato effetti di galleggiamento della soletta, sarà possibile aggotare l'acqua presente per fasi e posizionare dei telai di contrasto al fine di puntonare l'opera di sostegno. Queste particolari lavorazioni per il raggiungimento delle quote di fondo scavo, saranno replicate per tutti i pozzi di spinta/arrivo del microtunneling lungo tutta la Piana di San Vittorino.

3.1.6 Opere di Microtunneling nella piana di San Vittorino

Per poter attraversare il canale Rio Peschiera, in prossimità del nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione e poi tutta la Piana di San Vittorino, sarà realizzata una doppia tubazione DN 2500 di c.a.v. poste ad interasse pari a 7.00 m, avvalendosi della tecnica del Microtunnelling, per una lunghezza complessiva di circa 2870 m. I tratti di spinta che collegano i vari pozzi sono tutti rettilinei, ad eccezione del tratto di collegamento tra M5 ed M4, il cui raggio planimetrico è pari a 4500m circa.

I pozzi disposti lungo il tracciato hanno forma in pianta poligonale e hanno alternativamente la funzione di spinta della MTBM (Micro Tunnel Boring Machines) e dei conci di tubazione, ovvero di arrivo: pertanto le dimensioni minime di ingombro dipenderanno dalla funzione svolta. La geometria dei pozzi è stata ricavata sulla base degli allineamenti delle perforazioni garantendo, per tutti i manufatti, una lunghezza libera operativa non inferiore a 10.00 m nei pozzi di spinta ed una lunghezza operativa minima di 8.00 m nei pozzi di recupero dell'attrezzatura.

Al fine di limitare le dimensioni dei pozzi, ognuno di essi è stato dimensionato per essere o solo pozzo di arrivo di due tratte o solo pozzo di partenza di due tratte: infatti, in questo modo, si minimizzano sia le dimensioni fisiche dei pozzi sia le operazioni di montaggio e smontaggio della macchina.

La larghezza utile è stata mantenuta fissa a 15.00 m per garantire un adeguato spazio di manovra all'interno dei pozzi ed aumentare così la sicurezza delle operazioni.

I pozzi saranno scavati quasi interamente nelle formazioni alluvionali della Piana di San Vittorino (ALL PSV) o detritiche (URS) con falda prossima al piano di campagna lungo tutto il tracciato.

In relazione alla possibile presenza nel Piano dei Micciani di acque solfatiche di falda con percentuali non trascurabili di H₂S (acido solfidrico), dovrà essere previsto un calcestruzzo per la realizzazione delle tubazioni di cemento, che dovrà garantire caratteristiche adeguate alle condizioni aggressive: pertanto sarà utilizzato una miscela di calcestruzzo che sia compatibile con la classe di esposizione XA2.

Tecnologia esecutiva delle opere di sostegno provvisionali

I pozzi di spinta ed arrivo dei microtunnelling saranno eseguiti con la tecnica di pali secanti ad elica continua che garantiscono un elevato controllo delle verticalità dei pali, una sicura compenetrazione e un getto di ottima qualità.

I pali di contenimento degli scavi saranno di diametro Ø800 mm con interasse fra i pali armati di 1000 mm (pali secondari) e palo intermedio (pali primari) in asse.

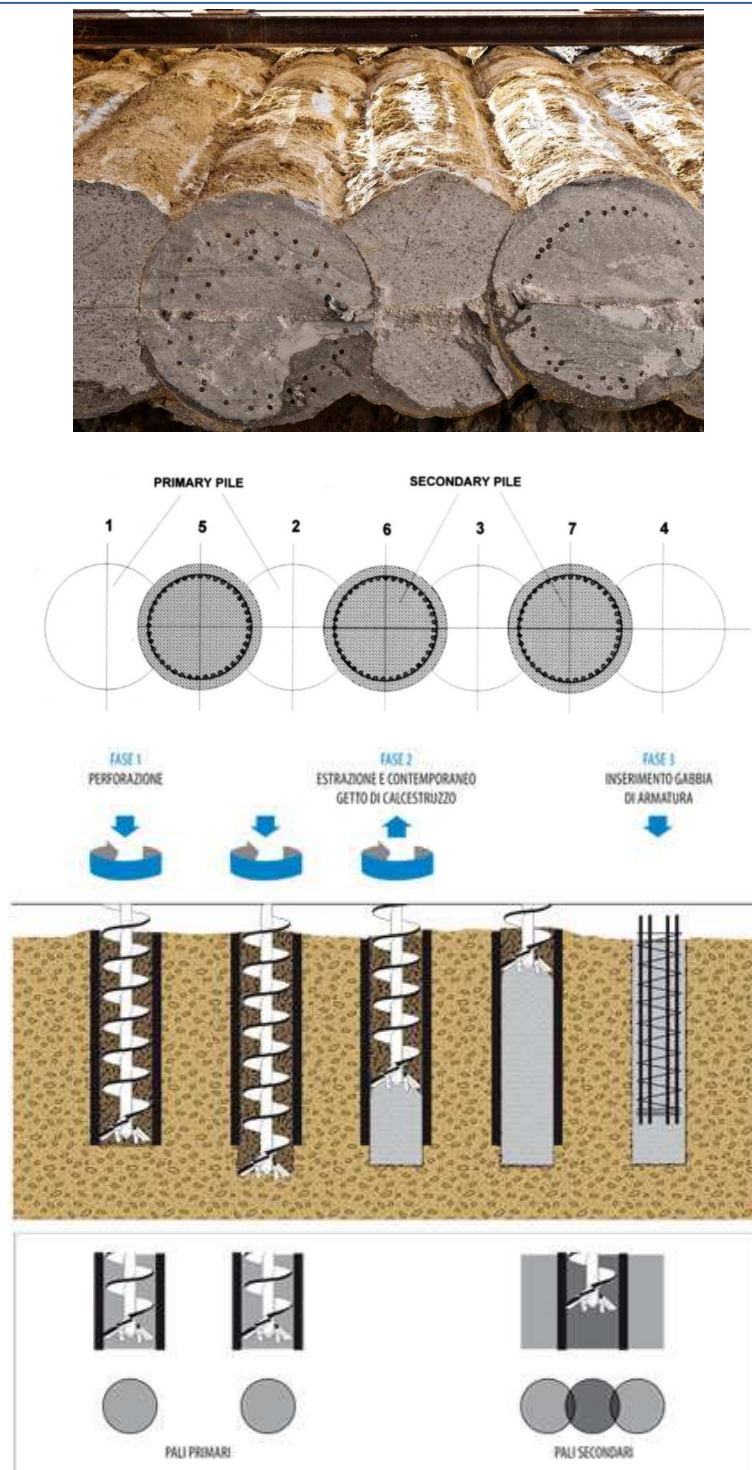


Figura 3.1 - Schema esecutivo pali secanti

La tecnica CSP (Cased Secant Piles) consiste nell'eseguire pali trivellati isolati (palo primario) a distanza inferiore a 2 volte il diametro mediante un'elica continua coassiale ad un rivestimento esterno. La realizzazione di una seconda serie di pali intermedi (Palo secondario) consente di realizzare una paratia

continua di pali secanti. Elica e rivestimento sono azionati da due rotary indipendenti e reciprocamente controrotanti, che scorrono lungo l'antenna della perforatrice. Con questa tecnica è possibile eseguire pali aventi diametro nominale da Ø600 a Ø1200 mm.

La massima profondità raggiungibile dal rivestimento è pari a 21 metri, mentre la massima profondità tecnicamente consentita dall'elica è pari a circa 30 metri (a seconda del diametro e dell'attrezzatura di perforazione). Le due rotary possono scorrere in maniera indipendente lungo l'antenna, consentendo quindi l'avanzamento relativo dell'una rispetto all'altra a seconda del tipo di terreno da scavare. In generale, in materiali coesivi ed in presenza di materiali incoerenti fini, la punta dell'elica e del rivestimento sono mantenuti alla stessa quota, mentre in materiali incoerenti grossolani l'elica viene tenuta leggermente in avanzamento rispetto alla scarpa per alleggerire il terreno e facilitare il suo trasporto all'interno del rivestimento.

La punta dell'elica e la corona del rivestimento sono equipaggiati con idonei denti, a seconda del tipo di materiale da scavare. La sequenza operativa prevede l'infissione contemporanea dell'elica e del rivestimento. Una volta raggiunta la profondità massima di infissione del rivestimento, è possibile proseguire la perforazione con la sola elica continua fino alla quota di progetto. Successivamente l'elica carica di terreno viene estratta, mentre contemporaneamente si pompa calcestruzzo attraverso l'asta centrale dell'elica, rimpiazzando in tal modo il volume di terreno scavato fino al piano di lavoro.

Il rivestimento viene solitamente estratto quando l'elica è già risalita al suo interno di alcuni metri. Ultimata la completa estrazione di elica e tubo, si procede alla posa in opera della gabbia di armatura nel calcestruzzo fresco.

Per garantire il corretto allineamento e la corretta sovrapposizione dei pali, sarà preventivamente costruita una correa in calcestruzzo armato con le sagome delle perforazioni (dima).

Saranno considerate durante la fase di getto dei pali delle opere di sostegno delle zone localizzate non armate in cui sarà possibile l'attraversamento della testa fresante.



Figura 3.2 - Esempio di correa con sagoma delle perforazioni

3.1.6.1 Stabilità del fondo scavo

Per realizzare in sicurezza dei pozzi sottofalda, è necessario procedere all'esecuzione di una soletta che renda il fondo del pozzo impermeabile in fase provvisoria prima della realizzazione dei manufatti. Infatti la soletta di fondo ha il compito di contrastare la sottospinta idraulica dell'acqua di falda indotta dalla differenza di livello piezometrico che si instaura tra l'interno e l'esterno dello scavo impermeabilizzato (lungo le pareti laterali e sul fondo), una volta eseguito il drenaggio dell'acqua all'interno dello stesso. Tuttavia, visti i notevoli battenti idraulici tra monte e valle rispetto alle opere di sostegno e l'impossibilità di poter utilizzare soluzioni che prevedono l'impiego di jet grouting in prossimità della centrale di sollevamento esistente e più in generale della zona delle sorgenti per minimizzare possibili inquinamenti della risorsa idrica, sono previste lavorazioni speciali per la realizzazione della soletta di fondo scavo.

Descrizione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi MT

Durante le fasi di scavo dei pozzi è necessario garantire che le sollecitazioni sugli elementi strutturali siano compatibili con le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Sulla base di valutazioni di carattere strutturale e geotecnico del sistema opera-terreno, per arrivare con lo scavo alle profondità di progetto è necessario

prevedere una serie di contrasti a vari livelli della paratia. La messa in opera di questi contrasti deve interferire il meno possibile con lo scavo del pozzo e con le successive operazioni di esecuzione dei MT. Pertanto la soluzione individuata consiste nella posa in opera di telai di contrasto formati da travi di collegamento in acciaio, con puntoni obliqui posti sugli angoli delle travi con la funzione di irrigidimento e con l'effetto di contrastare le deformate delle opere di sostegno.

In base alle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati ed alla geometria delle opere è stata prevista la seguente sequenza costruttiva dei pozzi:

1. preparazione dell'area con predisposizione di piano di lavoro effettuando un presbanco di circa 1.00 m dal piano di campagna;
2. costruzione delle dime di allineamento;
3. esecuzione dei pali primari (non armati) e dei pali secondari (armati) a distanza di 5 gg massimo;
4. esecuzione dei pali di ancoraggio della platea del tampone di fondo con perforazione a vuoto dalla superficie e messa in opera di una gabbia di armatura interna;
5. esecuzione del cordolo di collegamento in testa della paratia perimetrale previa demolizione delle corree;
6. scavo con benna mordente sottofalda fino a quota -5.00 m senza aggettamento dell'acqua nello scavo;
7. messa in opera di puntoni in acciaio sulla testa della paratia;
8. prosecuzione dello scavo fino alla quota fondo scavo;
9. getto di un magrone di pulizia fino a quota di fonda scavo;
10. messa in opera con sub (squadra di 2 sub ed un supervisore a terra) di connettori a taglio in corrispondenza dei pali armati alla quota della platea del tampone di fondo;
11. messa in opera di armatura della platea con porzioni prefabbricate in superficie e calate nel pozzo;
12. collegamento, tramite interventi con i sub, delle armature alle gabbie dei pali di ancoraggio ed ai connettori a taglio;

13. getto subacqueo della platea per uno spessore utile di 1.50 m;
14. aggettamento dell'acqua fino ad una quota appena inferiore a quella prevista per il puntonamento;
15. messa in opera di puntoni in acciaio;
16. Ripetizione dei punti 14 e 15 per tutti i livelli di puntonamento;
17. drenaggio completo dell'acqua dal pozzo (pozzo completamente asciutto);
18. eventuali iniezioni di sigillatura al contatto fra la platea e le paratie perimetrali.

La messa in opera dei connettori a taglio deve essere eseguita da personale subacqueo di comprovata esperienza e in possesso delle dovute certificazioni per le speciali lavorazioni in esame. Infatti, per la corretta esecuzione degli inghisaggi sarà necessario seguire la seguente procedura:

1. esecuzione di foro ($L = 0.30$ m) con perforatrice pneumatica subacquea con punta carotatrice diamantata o a distruzione da 45 mm minimo;
2. pulizia del foro con aria compressa;
3. messa in opera di cartucce di resina con caratteristiche meccaniche superiori a quelle del calcestruzzo di getto dei pali;
4. messa in opera di barre a taglio tipo Dywidag e rottura delle cartucce di resina.

Nelle condizioni operative previste, si ritiene che una squadra di due operatori subacquee assistita da un supervisore a terra, possa realizzare correttamente 16 inghisaggi/g. Gli inghisaggi saranno effettuati sui soli pali armati in numero pari a 3 per ogni palo, disposti verticalmente ad interasse minimo di 40 cm.

Opere di completamento dei pozzi

Al termine dell'esecuzione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi, saranno eseguite le perforazioni dei MT con l'installazione delle tubazioni dell'acquedotto.

All'interno dei pozzi, è prevista l'esecuzione degli sfiati e degli scarichi delle tubazioni. In tal senso, ogni pozzo sarà completato con un piccolo edificio di accesso fuori terra che conduce ai piani inferiori e consente l'accesso da piano

campagna. Tutta l'opera e la camera ispezionabile interrata, realizzata con pareti di calcestruzzo gettato in opera di dimensioni adeguate ad accogliere una scala in acciaio posta al di sopra delle tubazioni, che consenta di arrivare alla quota delle stesse per le necessarie operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Nella camera di passaggio delle tubazioni sono presenti dei setti verticali dotati di aperture per la comunicazione dei vani, al fine di spezzare le luci delle travi di copertura su cui poggia una soletta in c.a.

In ingresso e in uscita al manufatto, sono presenti dei giunti intermateriale, che consentono il passaggio dalle tubazioni in c.a. provenienti dai pozzi adiacenti alle tubazioni in acciaio, in modo da rendere possibile l'attraversamento del manufatto e inserire pezzi speciali (sfiati, scarichi, curve planimetriche, ecc.).

Al fine di garantire alternativamente alle fasi di spinta una parete ortogonale al tracciato e ai martinetti di spinta, saranno realizzati e successivamente demoliti due setti di c.a. connessi lateralmente e sul fondo alla struttura del manufatto e puntonati quando necessario alle opere di sostegno esistenti.

3.1.7 Pozzo di spinta M1

Il pozzo M1 è un pozzo di spinta in due direzioni; in pianta presenta forma poligonale con i lati a maggior sviluppo che presentano una lunghezza di 15.00 m e profondità della paratia di pali 20 m.

3.1.8 Pozzo di spinta M2

Il pozzo M2 è un pozzo di arrivo del Microtunnelling da due differenti direzioni, rispettivamente dai manufatti M1 e M3, presenta una forma a pianta poligonale con dimensioni massime interne di 13.25 m x 15.00 m e profondità della paratia di pali 20 m.

3.1.9 Pozzo di spinta M3

Il pozzo M3 è un pozzo di spinta del Microtunnelling verso due differenti direzioni, rispettivamente verso i manufatti M2 e M4, presenta una forma a pianta poligonale con dimensioni massime interne di 19.50 m x 18.00 m e profondità della paratia di pali 20 m.

3.1.10 Pozzo di arrivo M4

Il pozzo M4 è un pozzo di arrivo del Microtunnelling da due differenti direzioni, rispettivamente dai manufatti M3 e M5, presenta una forma a pianta poligonale con dimensioni dei lati maggiori di dimensioni 15 m e profondità della paratia di pali 20 m.

3.1.11 Pozzo di spinta M5

Il pozzo M5 è un pozzo di spinta del Microtunnelling verso due differenti direzioni, rispettivamente verso i manufatti M4 e M6, presenta una forma a pianta poligonale con dimensioni dei lati maggiori di dimensioni 15 m e profondità della paratia di pali 20m.

3.1.12 Pozzo di arrivo M6 – Nuovo Manufatto di Partenza dell'Acquedotto

Il pozzo di arrivo M6 rappresenta l'ultimo vertice delle tubazioni in microtunneling che attraversano la piana di San Vittorino: le dimensioni del pozzo in fase di arrivo della testa fresante sono indicativamente 17.00m x 15.50m, mentre il fondo dello scavo è posto a 392.71 m.s.l.m. La TBM DN4000, che inizia lo scavo nei pressi delle opere di sostegno di approccio nei pressi del manufatto di monte della valle del Salto (Salto 1), sbocca nei pressi del versante su cui sorge il manufatto e da quel punto può essere recuperata.

Le fasi di realizzazione dell'opera prevedono la realizzazione della paratia di pali $\Phi 1000$ interasse 0.50m armati alternativamente e con lunghezza 20 m; dopo le fasi di scavo, il pozzo creato riceverà le teste fresanti delle tubazioni posate con la tecnica del microtunneling; in seguito dal fronte di approccio realizzato sul versante con delle paratie di pali $\Phi 800$ interasse 1m e lunghezza 12m tirantate (poste a quote superiori rispetto alle precedenti), sarà fatta uscire la testa fresante della macchina e infine realizzato il manufatto.

Il manufatto nella sua configurazione definitiva rappresenta il Nuovo Manufatto di Partenza dell'Acquedotto e connette le due tubazioni DN2500 con la galleria Ponzano DN4000 posta a quota di scorrimento 403.81 m.s.l.m, attraverso un vano allungato che convoglia verso valle nella galleria Ponzano le acque

provenienti da monte non appena il livello d'acqua invasato sfiora al di sopra della soglia fissa realizzata in cemento armato e sagomata opportunamente. Le dimensioni interne in pianta sono di circa 50 m x 15.00 m e altezza 24m, nella zona più profonda del manufatto, mentre nella zona di raccordo con la Galleria Ponzano l'altezza è di circa 9.50 m. All'interno del manufatto sono previste delle pompe di aggettamento delle acque necessarie per lo svuotamento delle condotte e del manufatto, poste in un'intercapedine centrale posta in prossimità degli arrivi delle condotte in microtunneling.

3.2 Il Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto del Peschiera

3.2.1 Galleria Ponzano

Il Nuovo Manufatto di Partenza dell'Acquedotto, che ha funzione di disconnessione tra il microtunneling di attraversamento della Piana di San Vittorino e il Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto, costituisce anche la zona di sbocco della galleria Ponzano, che sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, scavando partendo dal manufatto di monte della Valle del Salto. Il diametro interno sarà $\Phi 4000$, spessore dei conci in calcestruzzo armato di 30 cm e la lunghezza del tratto di 4750 m circa. Il funzionamento idraulico prevede una portata fluente a superficie libera; la sezione trasversale interna è circolare a fondo piatto e savanella atta sia favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata, sia a consentire ad un mezzo elettrico di servizio di avere un piano viabile nel caso di manutenzione straordinaria dell'infrastruttura.

3.2.2 Finestra Cotilia di accesso alla Ponzano

Vista la richiesta di dover garantire l'ispezionabilità dell'infrastruttura garantendo un accesso al massimo ogni 3 km come previsto dal DIP, si rende necessaria la realizzazione di una finestra di accesso in zona Cotilia di lunghezza pari a 308m circa, da realizzare per mezzo di uno scavo tradizionale a sezione policentrica, con diametro massimo interno $\Phi 4000$. L'imbocco della galleria di servizio è caratterizzato dalla presenza di materiali appartenenti alla formazione dei calcari (scaglia rossa detritica).

Per consentire l'approccio al versante, sarà necessario realizzare una trincea protetta da una berlinese di micropali Ø300 di lunghezza da 6 a 12 m contrastati da una fila di tiranti attivi, di lunghezza complessiva 17 metri, nella sezione frontale.

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono nella prima fase, laddove necessario e in prossimità dei manufatti esistenti, il consolidamento e il presostegno del fronte da scavare, l'installazione di chiodature in vetroresina che conferiscono all'ammasso migliori caratteristiche di tenuta nel breve termine, in modo da garantire la sicurezza delle lavorazioni successive di scavo. Nella seconda fase si provvede alla predisposizione degli schemi di volata e di asportazione del fronte nonché all'avanzamento. Nella terza ed ultima fase, le zone retrostanti rispetto al fronte vengono dapprima sostenute con un rivestimento preliminare, costituito da centine in acciaio poste ad interassi regolari e ricoperte da calcestruzzo proiettato (spritz-beton) e, in seguito, con il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato.

3.2.3 Microtunneling 2x2500 Sifone Fiume Salto

Per poter consentire il passaggio in subalveo della Valle del Salto è necessaria la realizzazione di un attraversamento con funzionamento idraulico a sifone, da realizzarsi con tecnologia del Microtunneling. La lunghezza dell'attraversamento è pari a 700 m circa; vista la necessità di posare 2 condotte parallele, si procederà alla spinta dal manufatto Salto 1 al manufatto Salto 2. L'interasse delle tubazioni è posto sempre pari a 7m rispetto ai centri delle sezioni trasversali.

3.2.4 Salto 1

Il pozzo Salto 1 è un pozzo di spinta per il Microtunneling ed ha dimensioni interne pari a circa 44.00 m x 15.00 m ed altezza di circa 28.00 m.

Le fasi lavorative di scavo e realizzazione del materiale sono definite anche in funzione delle operazioni di scavo delle tratte in galleria e posa delle tubazioni di attraversamento in subalveo della piana. In prima fase sarà effettuato uno sbancamento del fronte di approccio per mezzo di paratie di pali multitirantate, fino a quota 402 m.s.l.m: questa operazione consente di ricavare un'area di

cantiere idonea al montaggio della TBM DN4000 che sarà direzionata verso la piana di San Vittorino e il Nuovo Manufatto di Partenza dell'Acquedotto, realizzando la Galleria Ponzano. Non appena la TBM EPB inizierà lo scavo delle prime parti di galleria e limitati gli ingombri nell'area di cantiere, saranno realizzati dei pali compenetrati $\Phi 800$ e lunghezza 28.00 m per consentire la realizzazione del pozzo di arrivo/spinta dei sifoni del microtunneling e della parte più profonda del manufatto.

Nella configurazione definitiva il manufatto prevede la quota del piazzale di accesso posta a 408.70 m.s.l.m., al di sopra del primo tratto in galleria, che pertanto dovrà essere collegata al manufatto per mezzo di uno scatolare in c.a. in seguito ritombato.

3.2.5 Salto 2

Il pozzo Salto 2 è un pozzo di arrivo per il Microtunneling e ha forma in pianta poligonale con dimensioni interne pari a circa 34.00 m x 15.00 m ed altezza di circa 25.00 m. In esso arriva sia la TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Cognolo, sia la tubazione in Microtunneling proveniente dal pozzo Salto 1. I manufatti di approccio al versante prevedono l'infissione di micropali $\Phi 300$ di lunghezza variabile e opportunamente tirantati qualora sia necessario per mezzo di tiranti di lunghezza 17.00 m, mentre il pozzo del microtunneling prevede come opere di contenimento degli scavi la realizzazione di 135 pali $\Phi 800$ e lunghezza 25.00 m.

3.2.6 Galleria Cognolo

La galleria Cognolo sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 2875 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 30 cm. Il funzionamento è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatti e savanella atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di arrivo del Microtunneling Salto 2 al pozzo di spinta del Microtunneling Turano 1.

3.2.7 Microtunneling 2x2500 Sifone Fiume Turano

Per poter consentire il passaggio della Valle del Turano è necessaria la realizzazione di un attraversamento con funzionamento idraulico a sifone, da realizzarsi con tecnologia del Microtunneling. La lunghezza dell'attraversamento è pari a 600 m circa; vista la necessità di posare 2 condotte parallele, si procederà alla spinta dal manufatto Turano 1 al manufatto Turano 3.

3.2.8 Turano 1

Il pozzo Turano 1 è un pozzo di spinta/arrivo (a seconda della canna da realizzare) per il Microtunneling ed ha forma in pianta poligonale con dimensioni interne pari a circa 50.00 m x 15.00 m ed altezza di circa 25.00 m. In esso imbocca la Valle del Salto e il manufatto Salto 2, la TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Cognolo. I manufatti di approccio al versante prevedono l'infissione di paratie di pali multitirantate, mentre il pozzo del microtunneling prevede come opere di contenimento degli scavi la realizzazione di 187 pali $\Phi 800$ e lunghezza 28.00 m.

3.2.9 Turano 3

Il pozzo Turano 3 è un pozzo di spinta/arrivo (a seconda della canna da realizzare) per il Microtunneling ed ha forma in pianta poligonale con dimensioni interne pari a circa 50.00 m x 15.00 m ed altezza di circa 25.00 m. In esso arriva sia la TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Zoccani, sia la tubazione in Microtunneling proveniente dal pozzo Turano 1. I manufatti di approccio al versante prevedono l'infissione di paratie di pali di lunghezza variabile e opportunamente tirantati qualora sia necessario per mezzo di tiranti di lunghezza 17.00 m, mentre il pozzo del microtunneling prevede come opere di contenimento degli scavi la realizzazione di 187 pali $\Phi 800$ e lunghezza 25.00 m.

3.2.10 Galleria Zoccani

La galleria Zoccani sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 2500 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 30 cm. Il funzionamento è a superficie libera con sezione

circolare a fondo piatti e savanella atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di arrivo del Microtunnelling Turano 3 all'imbocco della Piana delle Molette.

3.2.11 Piana delle Molette PDM

Nella Piana delle Molette, andranno realizzate le opere necessarie per consentire il passaggio dal funzionamento idraulico a superficie libera nella galleria idraulica, a quello in pressione, che sarà garantito da una condotta DN3400 in acciaio che viaggerà parallelamente alla corsia carrabile all'interno della galleria Monte Vecchio di diametro DN7500; in questa zona sarà presente l'impianto di prefabbricazione dei conci di tutte le gallerie scavate in meccanizzato.

3.2.12 Galleria Monte Vecchio

La galleria Monte Vecchio sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM con Doppio scudo, avrà diametro interno DN7500 e lunghezza 13000 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 40 cm. Il funzionamento è in pressione, in una condotta DN3400 in acciaio da alloggiare all'interno della galleria DN7500 carrabile. All'interno della galleria sarà realizzata una soletta di c.a. atta al sostegno della tubazione di acciaio.

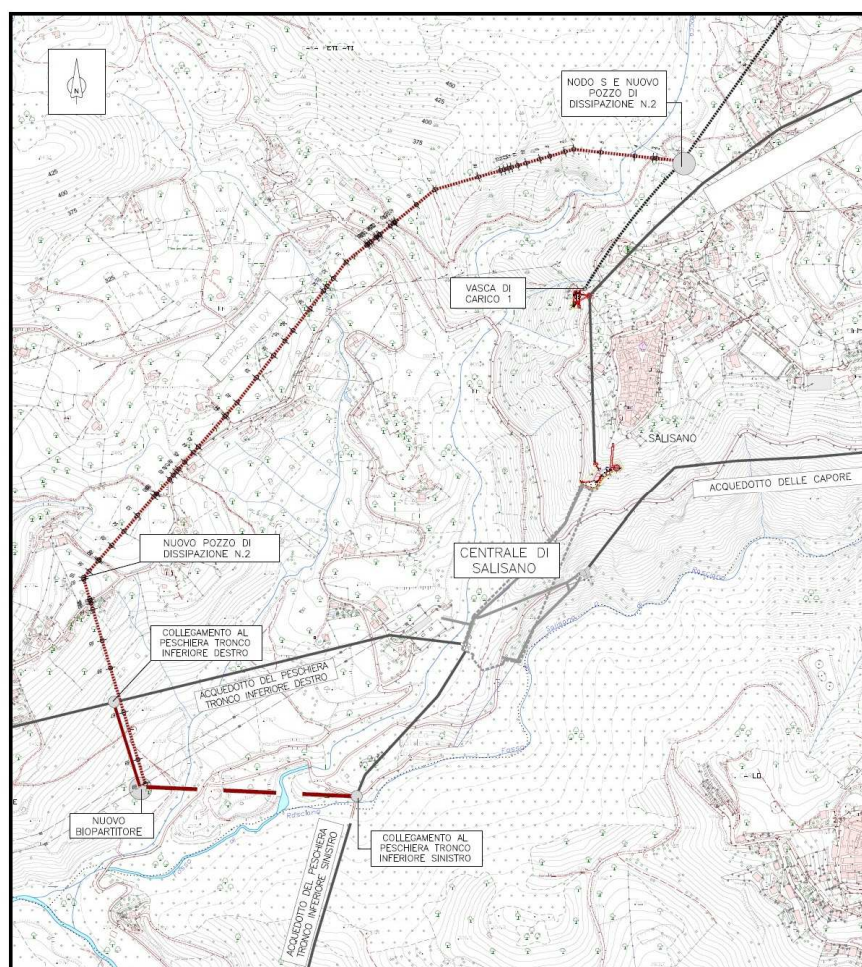
La collettrice verrà realizzata con acciaio strutturale S355JR, avrà uno spessore pari a 20 mm e verrà posata in opera in conci successivi uniti da saldature testa-testa. Un rivestimento interno in vernice epossidica garantirà l'abbattimento dei valori di scabrezza e la protezione della sezione idraulica; esternamente l'applicazione di uno strato di poliuretano di spessore pari ad almeno 1500 μ proteggerà la tubazione da eventuali agenti aggressivi provenienti dall'esterno. In fase di realizzazione dei carrelli dotati di martinetti idraulici opportunamente progettati consentiranno il trasporto e la posa in opera dei conci di tubazione DN3400 all'interno della galleria principale DN7500, il sostegno e la connessione della condotta alla soletta di calcestruzzo armato sarà garantito da appoggi discreti posti ad un interasse longitudinale pari a 6 metri.

La Galleria collegherà la Piana delle Molette con il Manufatto Nodo S.

3.3 Nodo di Salisano e sorpasso della centrale

Il Nuovo Acquedotto del Peschiera termina nel Manufatto Nodo S dove è previsto un collegamento alla Vasca di Carico esistente che consente l'alimentazione della Centrale idroelettrica con l'intera portata di $10 \text{ m}^3/\text{s}$, e l'esecuzione di infrastrutture per il completo by-pass dell'area della centrale, con le relative opere di dissipazione dell'eccesso di carico disponibile, che consentano di veicolare tutta la portata addotta dalle Sorgenti del Peschiera direttamente negli acquedotti Peschiera Destro e Peschiera Sinistro, escludendo completamente l'esistente manufatto bi-partitore.

Di seguito si riporta, in pianta, l'ubicazione del sistema di sorpasso della Centrale di Salisano.



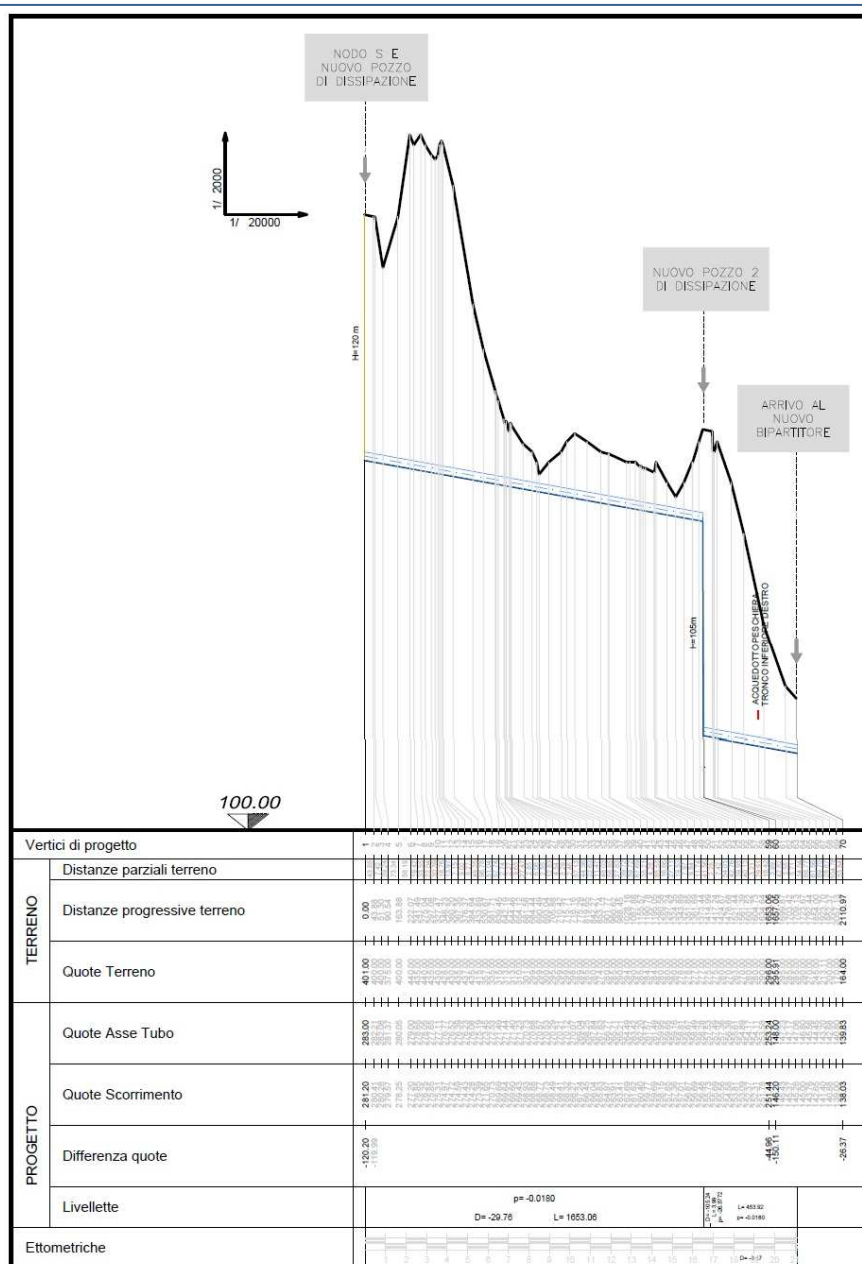


Figura 3.3 - Planimetria e sezione di dettaglio del by-pass della centrale di Salisano

3.3.1 Nodo S

Il nuovo soprasso generale del nodo di Salisano dovrà consentire il trasferimento della portata addotta dal Nuovo Tronco Superiore a valle della centrale. Nel Nodo S andranno previste le opere che consentano l'adduzione della risorsa idrica verso l'area della centrale idroelettrica e la partenza del sistema di Sorpasso della centrale stessa. La TBM DN7500, dopo aver scavato la galleria Monte Vecchio sarà

sezionata e recuperata a ritroso dalla stessa sezione di ingresso a San Giovanni Reatino, vista l'impossibilità di poter organizzare un'adeguata logistica di trasporto dei pezzi delle macchine sia in ingresso sia in uscita nei pressi di Salisano. All'interno del manufatto Nodo S il flusso idrico potrà:

- Nel caso di funzionamento di esercizio del Nuovo Acquedotto la portata proseguirà verso la Galleria Salisano, che sarà realizzata con scavo in tradizionale con sezione interna DN3400 fino alla Vasca di Carico esistente e convogliata in seguito verso la centrale idroelettrica;
- Nel caso di funzionamento di emergenza la portata sarà deviata in un primo pozzo di dissipazione del carico idraulico (PZ1), che sarà scavato alla base del manufatto finale del nodo S. Tale pozzo sarà realizzato con la tecnica dello scavo a foro cieco ed avrà diametro di scavo pari a Φ 6.00 m e profondità di 115 m circa: all'interno di una zona delimitata da un setto continuo di cemento armato, in adiacenza verranno posate due tubazione di acciaio una per l'ingresso dell'aria (aeroforo) e l'altra atta ad evitare fenomeni di alterazioni dell'equilibrio calcio carbonico (con conseguente precipitazione di carbonato di calcio negli acquedotti di valle) e per la dissipazione del carico nel funzionamento a bassa portata. Lo scarico di fondo del manufatto restituisce la portata al fosso adiacente per mezzo di un manufatto di dissipazione che sarà collegato con una galleria di lunghezza di circa 20m realizzata in tradizionale e in cui il diametro interno finale sia di Φ 2500.

3.3.2 Galleria Salisano

Collegherà il Manufatto Nodo S alla vasca di carico esistente della centrale; il funzionamento idraulico sarà in pressione e verrà scavata in tradizionale con sezione policentrica e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con DN3400 per una lunghezza di circa 320 m.

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono nella prima fase, laddove necessario e in prossimità dei manufatti esistenti, il consolidamento del fronte da scavare, con il quale si conferisce all'ammasso migliori caratteristiche di omogeneità e di tenuta, in modo da garantire la sicurezza delle fasi successive. Nella seconda fase si provvede all'asportazione del fronte e all'avanzamento. Nella

terza fase, le zone retrostanti rispetto al fronte vengono dapprima sostenute con un rivestimento preliminare, costituito da centine in acciaio poste ad interassi regolari e ricoperte da calcestruzzo proiettato (spritz-beton). Nella quarta ed ultima fase verranno utilizzati appositi casseri circolari mobili DN3400 per il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato. Laddove invece risulti possibile si procederà allo scavo con tecnica Drill & Blast, per velocizzare l'avanzamento dello scavo.

3.3.3 Galleria di sorpasso da pozzo di dissipazione PZ2 a Pozzo di dissipazione PZ1

Sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 1520 m circa. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatto, all'interno del quale sarà posizionata una condotta Φ 600 in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di dissipazione PZ2 (imbocco TBM) e il pozzo di dissipazione PZ1. Analogamente a quanto avviene per la TBM DN7500, si considera che la fresa venga recuperata dal pozzo di ingresso, vista l'impossibilità di poter organizzare un'adeguata logistica di trasporto dei pezzi delle macchine sia in ingresso sia in uscita nei pressi di Salisano.

3.3.4 Pozzo di dissipazione PZ2

Il pozzo di dissipazione sarà realizzato con la tecnica dello scavo a foro cieco ed avrà diametro interno di scavo pari a Φ 6.00 m e profondità di 120 m circa. Analogamente a quanto fatto per PZ1, in adiacenza verranno posate due tubazioni di acciaio una per l'ingresso dell'aria (aeroforo) e l'altra atta ad evitare fenomeni di alterazioni dell'equilibrio calcio carbonico.

3.3.5 Galleria di sorpasso da Nuovo Bipartitore BIP a Pozzo di dissipazione PZ2

Sarà realizzata con scavo in tradizionale con sezione policentrica e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con DN3400 per una lunghezza di 540 m circa. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatta, all'interno del quale sarà posizionata una condotta Φ 600

in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il Nuovo Bipartitore BIP e il pozzo di dissipazione PZ2.

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono nella prima fase, laddove necessario e in prossimità dei manufatti esistenti, il consolidamento del fronte da scavare, con il quale si conferisce all'ammasso migliori caratteristiche di omogeneità e di tenuta, in modo da garantire la sicurezza delle fasi successive. Nella seconda fase si provvede all'asportazione del fronte e all'avanzamento. Nella terza fase, le zone retrostanti rispetto al fronte vengono dapprima sostenute con un rivestimento preliminare, costituito da centine in acciaio poste ad interassi regolari e ricoperte da calcestruzzo proiettato (spritz-beton). Nella quarta ed ultima fase verranno utilizzati appositi casseri circolari mobili DN3400 per il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato. Laddove invece risulti possibile si procederà allo scavo con tecnica Drill & Blast, per velocizzare l'avanzamento dello scavo.

3.3.6 Nuovo Bipartitore BIP

Il manufatto ha la funzione di recapito delle portate provenienti dal pozzo di dissipazione PZ2 direttamente la portata proveniente dal Manufatto Nodo S e ripartirla ai tronchi inferiori Dx/Sx dell'acquedotto del Peschiera. Per la realizzazione del manufatto sarà eseguito uno sbancamento del terreno fino alla profondità circa 10 m dal p. c. e poi lo scavo sarà localmente approfondito con scavo in roccia per la realizzazione dei manufatti per il collegamento con i due tronchi inferiori Sinistro e Destro dell'Acquedotto del Peschiera. L'opera ha funzione di snodo tra le gallerie scavate con tecnica tradizionale che raggiungerà PZ2 e collegherà i tronchi inferiori Dx/Sx.

3.3.7 Collegamento al Peschiera Inferiore Destro

Le opere che riguardano il collegamento del nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto all'esistente Tronco Inferiore Destro verranno realizzate per mezzo di pozzi e gallerie da scavare a partire dal Nuovo Bipartitore e dal pozzo verticale posto dall'altra parte dell'impluvio, dove è previsto nella fase finale la costruzione di un manufatto rettangolare monopiano necessaria solamente all'ispezione.

Le fasi di lavoro prevedono nella prima fase la realizzazione del pozzo di diametro $\Phi=6.00\text{m}$ eseguito con scavo a foro cieco per mezzo di esplosivi: le fasi di lavoro sono analoghe a quelle di uno scavo tradizionale Drill & Blast in orizzontale. Il diametro è stato scelto in funzione dell'impiantistica necessaria e degli ingombri minimi affinché sia possibile avanzare e lavorare in sicurezza nel pozzo. Un'autogru posta a piano campagna, a seconda della fase, è addetta alla movimentazione nel pozzo di macchinari o terreno da asportare; durante l'avanzamento in verticale si dispongono nel pozzo un rivestimento provvisorio composto da centine + spritz beton che dovrà essere pompato dal piano campagna per mezzo di un'apposita pompa per il calcestruzzo. Lo scavo avverrà fino alla profondità intermedia di circa 25 m dal p.c., arrivando alla stessa quota di scorrimento dell'Acquedotto Inferiore Destro del Peschiera: in questo modo è possibile iniziare lo scavo della galleria orizzontale di diametro $\Phi=5.00\text{m}$ di approccio all'esistente, con le stesse metodologie di scavo utilizzate per il pozzo. Durante la fase di avanzamento saranno previste esplosioni mirate alla minimizzazione delle vibrazioni indotte nell'infrastruttura in esercizio attraverso microritardi durante le volate; a partire da una distanza di 20 m dall'acquedotto, le cariche esplosive necessarie allo scavo saranno sostituite da una fresa ad attacco puntuale sul fronte.

Realizzata la galleria di approccio e prima di realizzare la connessione, è possibile sia continuare lo scavo del pozzo per altri 25m in verticale, sia sviluppare dall'altro lato dell'impluvio lo scavo del pozzo e della galleria che dal nuovo bipartitore lo sottopassano, utilizzando le stesse metodologie di scavo appena descritte; le possibili venute d'acqua dovute ad una possibile contemporaneità della fratturazione locale degli ammassi rocciosi attraversati e della falda presente alle profondità di scavo di queste ultime opere, saranno gestite iniettando opportune resine impermeabilizzanti lungo tutto lo sviluppo della galleria in esame e prevedendo un telo in PVC e dei tubi drenanti, col compito di collettare le acque in galleria e gli stillicidi ed allontanarle per mezzo di pompe di aggettamento.

Eventuali anomalie sulla struttura esistente saranno controllate da un sistema di monitoraggio da installare nella parte interna dell'acquedotto durante la posa in opera di centine metalliche di rinforzo, meglio descritte in seguito. Il sistema di monitoraggio prevede l'installazione di fonometri e accelerometri per misurare

l'intensità delle vibrazioni e delle mire di convergenza per la valutazione di eventuali deformazioni dissimetriche derivanti dall'asportazione di materiale da uno dei due lati della galleria esistente, che comporta un'asimmetria di carico agente sulla sezione resistente. A queste strumentazioni si aggiungono delle celle di pressione che saranno inserite in prossimità delle centine di blindaggio per valutare l'effettiva entrata in carico degli elementi strutturali aggiuntivi. Qualora durante la fase di connessione si notino fessure sul rivestimento dovranno prevedersi fessurimetri elettrici che convergono con l'altra strumentazione già elencata in un'unità di acquisizione dati che, con un cavo viaggiante in calotta, sarà stanziata nella finestra esistente più vicina. I dati saranno acquisiti su piattaforma web senza la necessità di rientrare nell'acquedotto.

Il rivestimento provvisorio della galleria di approccio sarà realizzato analogamente con centine + spritz beton per tutto lo sviluppo del cavo; in avvicinamento alla struttura esistente la sezione trasversale sarà gradualmente ridotta in modo da garantire un approccio che risulti continuo, fino ad arrivare al restringimento con la sezione di altezza 2.70m dell'acquedotto esistente; saranno inoltre previste iniezioni di consolidamento per mezzo di resine poliuretatiche espandenti da iniettare in avanzamento sul fronte in prossimità del punto di approccio.

La fase puramente di connessione tra la galleria di nuova realizzazione e l'acquedotto esistente prevede:

- La realizzazione di un sistema di centinatura fullround della sezione trasversale dell'acquedotto esistente, con un piedritto da un lato più distaccato rispetto al rivestimento per consentire le successive operazioni di taglio di quest'ultimo. Le centine saranno formate da profili HEB180, ad interasse 1.00m e si estendono per 5.00 m prima e dopo il punto di connessione che avrà una lunghezza intorno ai 5 m; le centine sono collegate tra loro trasversalmente da profili in acciaio HEB180 che le rendono solidali tra loro. Le fasi di montaggio del sistema di centinatura prevedono l'interruzione dell'esercizio dell'acquedotto inferiore destro durante le ore notturne per un numero di 6 notti (con turni di lavoro di 8 ore previo svuotamento del tratto in esame) e prevedono che l'ingresso nell'acquedotto avvenga utilizzando la finestra esistente posta a circa 100m dal punto di connessione;

- La parzializzazione della sezione trasversale dell'acquedotto esistente nel tratto di connessione in esame per mezzo di una lamiera in acciaio che è fissata tra le varie centine e agli estremi laterali e inferiori al rivestimento definitivo, al fine di realizzare una camera d'aria interna durante le fasi di taglio del rivestimento dall'esterno;
- La demolizione del rivestimento della galleria esistente tramite filo diamantato e asportazione del materiale di risulta, in un tempo stimato in 2 giorni lavorativi (48h) e dopo aver portato a compimento tutte le altre lavorazioni, come ad esempio il rivestimento definitivo nelle gallerie e nei pozzi;
- Smontaggio delle centine e della lamiera in acciaio con le stesse tempistiche della fase di montaggio;
- Ripristino del flusso idrico e della portata originaria nell'acquedotto esistente.
- Il rivestimento definitivo dei pozzi verrà gettato in opera non appena completato tutto lo scavo per mezzo di casseri rampanti, partendo dal basso verso l'alto

3.3.8 Collegamento al Peschiera Inferiore Sinistro

Il cantiere è stato progettato per permettere la realizzazione di un pozzo verticale che mette in collegamento il tratto di galleria in tradizionale che si snoda dal manufatto "Bipartitore" all'allaccio con il Peschiera inferiore Sinistro. La connessione dal pozzo al tronco inferiore esistente è poi realizzato attraverso uno scavo a cielo aperto propedeutico alla posa in opera di una tubazione DN2500 in c.a.

4 MATERIALI

4.1 Scavo meccanizzato

4.1.1 Calcestruzzo per conci prefabbricati anello di rivestimento

L'anello di tipo universale è costituito da 6 conci più il concio di chiave. La gabbia di armatura dei conci costituenti l'anello è prevista uniforme su tutta la tratta.

Nella *Figura 4.1* sono rappresentati i diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018:

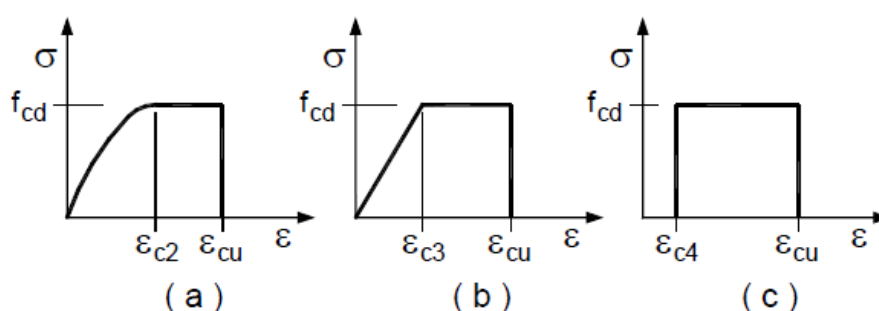


Figura 4.1 - Legame costitutivo acciaio (a) Parabola rettangolo (b) Triangolo rettangolo (c) Stress-Block

In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\varepsilon_{c2} = 0,20\% \quad \varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,175\% \quad \varepsilon_{c4} = 0,07\%$$

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 37278 \text{ N/mm}^2$

Peso dell'unità di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 49,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 28,22 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 4,06 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,84 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 4,87 \text{ N/mm}^2$$

classe di esposizione XC2, XA2

classe di consistenza S4

4.1.2 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Nella Figura 4.2 seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018. Tali diagrammi sono definiti in base al valore di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (Agt)_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ definito dalla Tab. 11.3.Ia-b della stessa norma.

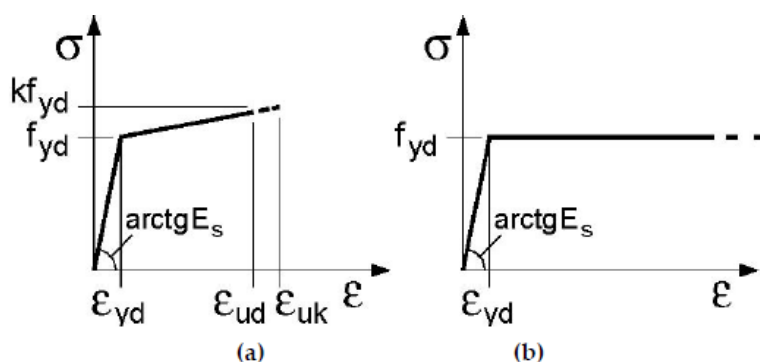


Figura 4.2 – Legame costitutivo acciaio (a) Bilineare finito con incrudimento (b) Elasto-Plastico indefinito

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico (secondo EC2) $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$

Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento $1,13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$

Coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_s = 1.15$

Tensione di Snervamento di calcolo $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

Deformazione di snervamento di calcolo $\epsilon_{syd} = 1.96 \%$

Deformazione limite allo SLU $\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_u$ $\epsilon_{syd} = 63\%$

4.1.3 Guarnizioni di tenuta idraulica

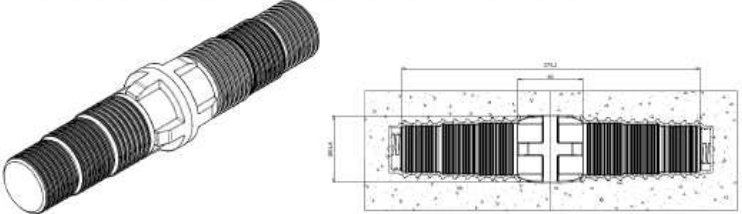

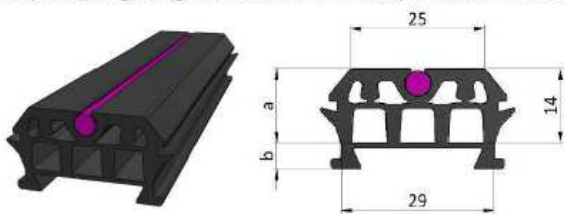
Al fine di garantire l'impermeabilizzazione delle gallerie, sarà predisposta lungo l'intero perimetro dei singoli conci costituenti l'anello una guarnizione a nastro ad espansione meccanica in etilene-diene (EPDM) su due livelli. Le caratteristiche prestazionali sono le seguenti:

- tipo ancorata, in EPDM con predisposizione cordolino idrofilico tipo FAMA Gasket UG037A (o equivalente);
- tenuta idraulica ≥ 20 bar (requisiti minimi di installazione: offset ≤ 10 mm e joint gap = 4mm);
- tenuta idraulica in esercizio minima durante la vita utile dell'opera ≥ 5 bar (offset ≥ 15 mm e joint gap ≥ 6 mm);

Le guarnizioni devono rispettare le raccomandazioni STUVA in termini di durabilità e rilassamento del materiale.

4.1.4 Sistemi di connessione dei giunti in direzione circonferenziale

- tipo FAMA Smartblock 90-160/300-60 (o equivalenti)
- Resistenza a taglio ≥ 60 kN
- Forza di estrazione (pull out) ≥ 90 kN

<p>SISTEMA DI CONNESSIONE CON ELEMENTI AD ATTRITO</p>	<p>Resistenza sistema di connessione:</p> <ul style="list-style-type: none"> - allo sfilamento (pull-out) ≥ 90 KN - taglio ≥ 60 kN <p>Esempio tipologico (tipo Fama Smart block 90-160 300-60)</p> 
<p>BARRA GUIDA</p>	<p>In polietilene diametro $\phi \geq 50$mm L=1000mm</p> 
<p>GUARNIZIONE</p>	<p>Tipo ancorata, in elastomero EPDM</p> <p>Tenuta idraulica ≥ 20bar in presenza di:</p> <ul style="list-style-type: none"> - offset ≥ 10mm (requisito minimo di installazione) - joint gap = 4 mm (requisito minimo di installazione) <p>Tenuta idraulica ≥ 5 bar in esercizio (vita nominale opera 100 anni) in presenza di</p> <ul style="list-style-type: none"> - offset ≥ 15mm. - joint gap: ≥ 6 mm <p>(Valori minimi durante la vita utile dell'opera, considerando gli effetti indotti dal rilassamento del materiale).</p> <p>Esempio tipologico (guarnizione ancorata tipo Fama UG037A)</p> 

4.1.5 Malte bicomponenti

...

4.1.6 Terreno condizionato

...

4.2 Scavo tradizionale

4.2.1 Calcestruzzo proiettato (spritz-beton)

È previsto l'utilizzo per consolidamenti e rivestimenti provvisori l'utilizzo di Spritz-Beton fibrorinforzato con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza media su carote $h/\Phi = 1$ a 48 ore $R_m \geq 13\text{MPa}$, a 28 giorni $R_m \geq 25\text{MPa}$;
- Dosaggio per fibre in acciaio $\geq 30 \text{ kg/m}^3$.

4.2.2 Calcestruzzo armato strutturale per calotta e piedritti

La classe minima dovrà essere C25/30.

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Peso dell'unità di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$$

classe di esposizione XC2, XA2

4.2.3 Barre di armatura e rete elettrosaldada ad aderenza migliorata B450C

Si considerino le stesse caratteristiche riportate al 4.1.2.

4.2.4 Tubi in VTR

Le caratteristiche del composito sono le seguenti:

- Diametro esterno $D_e = 60 \text{ mm}$ ad aderenza migliorata;

- Diametro di perforazione $D_p=100-120$ mm;
- Spessore medio $s = 10$ mm;
- Densità $\rho = 1800$ kg/m³;
- Resistenza a trazione $R_t \geq 600$ MPa;
- Resistenza a taglio $R_v \geq 100$ MPa;
- Modulo elastico $E \geq 30$ GPa;
- Contenuto in vetro $\geq 50\%$;
- Resistenza a flessione ≥ 600 MPa
- Resistenza allo scoppio ≥ 8 MPa
- Perforazione eseguita a secco

4.2.5 Acciaio per centine, piastre, catene e collegamenti

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S275 JR

- | | |
|--|--------------------------------------|
| • Densità | $\rho = 78.5$ KN/m ³ |
| • Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40$ mm) | $f_u \geq 430$ N/mm ² |
| • Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40$ mm) | $f_y \geq 275$ N/mm ² |
| • Modulo di elasticità normale (E_{C3})
N/mm ² | $E = 210000$ |
| • Modulo di elasticità tangenziale | $G = 80769$ N/mm ² |
| • Coefficiente di espansione termica lineare | $\alpha = 12 \times 10^{-6}/C^\circ$ |

4.2.6 Drenaggi

Tubi microfessurati in PVC. Le caratteristiche funzionali minime sono:

- $\Phi_{est} > 60$ mm, sp. 5 mm;
- Resistenza alla trazione 4.5 MPa, rivestiti con TNT;
- I primi 10 m da boccaforo devono essere ciechi;
- Diametro di perforazione $D_p = 100-120$ mm.

4.2.7 Impermeabilizzazione in PVC

- Teli sp. $\geq 2\text{mm} \pm 5\%$;
- Resistenza a trazione $R_t \geq 15\text{ MPa}$;
- Allungamento a rottura $\epsilon \geq 250\%$;
- Resistenza alla lacerazione $\geq 100\text{ N/mm}$;
- Resistenza alla giunzione $\geq 10.5\text{ MPa}$;
- Stabilità al calore = 70°C ;
- Flessibilità a freddo = -30°C ;
- Resistenza alle soluzioni acide alcaline = $\pm 20\%$ max allungamento;
- Comportamento al fuoco B2
- Resistenza alla pressione dell'acqua a 1MPa per 10 ore: impermeabile.

4.2.8 Miscele per cementazioni a bassa pressione

Cemento 42.5 R

- Rapporto a/c = 0.5-0.7
- Fluidificante = 4% di peso sul cemento
- Resistenza a compressione a 48 ore $> 5\text{ MPa}$.

4.2.9 Iniezioni di guaina

Cemento 32.5 R – 42.5 R

- Rapporto A/C $\approx 1.5-2$;
- Bentonite $\approx 5-8\%$ sul peso di cemento;
- Densità $\rho \approx 1300\text{ kg/m}^3$;
- Rendimento volumetrico $\geq 95\%$
- Viscosità Marsh (ugello 4.7mm) 30-35 sec.

4.2.10 *Iniezione di consolidamento*

Cemento 42.5 R

- Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine;
- Rapporto A/C $\approx 0.4-0.7$;
- Bentonite $< 2\%$;
- Additivo fluidificante (Flowcable o simili) $\approx 4\%$ di peso del cemento
- Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec.
- Densità $\rho \approx 1800 \text{ kg/m}^3$;
- Rendimento volumetrico $\geq 95\%$

4.2.11 *Parametri minimi terreno consolidato*

- Resistenza a compressione 48 h $> 1 \text{ MPa}$;
- Resistenza a compressione 7 gg $> 1.5 \text{ MPa}$;
- RQD 48 h $> 50\%$;
- RQD 7 gg $> 70\%$;

4.3 Pozzi e Manufatti

4.3.1 *Calcestruzzo armato C 32/40*

Per la scelta della classe di esposizione delle strutture all'ambiente in cui verranno edificate, si fa riferimento alle indicazioni riportate nelle norme EN206-1 e UNI 11104. Per le vasche contenenti liquidi la Classe di Esposizione Ambientale minima prevista è la: XA2 \rightarrow Rck minima C32/40. Per i manufatti interrati di progetto, ove non espressamente indicato, è previsto un copriferro nominale pari a 40 mm.

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Peso di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$

4.3.2 Calcestruzzo per getti subacquei

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Proprietà anti-washout < 15%
- Classe di esposizione ambientale XA2
- Classe di consistenza S4
- D_{max} aggregato 25 mm
- Tipo/classe di cemento IV/A

4.3.3 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Si considerino le stesse caratteristiche riportate al 4.1.2.

4.3.4 Calcestruzzo magro

Si prevede un calcestruzzo di classe C 12/15.

4.3.5 Acciaio da carpenteria

Si considerano le stesse caratteristiche riportate al 4.2.5.

4.3.6 Connettori a taglio

Barre tipo Dywidag

4.3.7 Tampone di fondo (Jet Grouting)

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – TECNICO

5.1 Inquadramento territoriale

L'area interessata dal presente progetto è situata in Appennino Centrale e ricade, quasi interamente, nel gruppo dei Monti Sabini, con la sola eccezione dell'area della sorgente del Peschiera, situata in corrispondenza del contatto tettonico tra la struttura sabina e le unità carbonatiche di piattaforma della dorsale di M. Nuria (**Figura 5.1**).

L'Appennino Centrale è un sistema catena/avanfossa vergente verso il Mare Adriatico (Bally *et al.*, 1986; Patacca *et al.*, 1991; Cosentino *et al.*, 2010) e la sua strutturazione avviene per effetto della subduzione verso W della crosta continentale che costituisce l'avampaese adriatico (Doglioni *et al.*, 1996). La fase orogenica compressiva ha inizio nel Miocene e procede tramite la migrazione verso NE del fronte compressivo, tuttora in atto (Bally *et al.*, 1986; Boccaletti *et al.*, 1990; Patacca *et al.*, 1991). Durante la fase orogenica giocano un ruolo molto importante le numerose faglie dirette pre-orogeniche che controllano la fisiografia dei bacini di avanfossa e influiscono sulle traiettorie dei sovrascorrimenti più importanti (Bigi e Costa Pisani, 2005; Tavarnelli *et al.*, 2004; Carminati *et al.*, 2014).

A partire dal Pliocene superiore (Galadini e Galli, 2000) le porzioni più interne della catena sono interessate da un'intensa tettonica distensiva, collegata all'apertura del Mar Tirreno, che ribassa i settori sud-occidentali della catena con rigetti di centinaia di metri. A questa fase deformativa è legata la formazione delle conche intramontane come la conca di Rieti, oltre a una intensa attività vulcanica pleistocenica nei settori peritirrenici.

Attualmente, la maggior parte della catena appenninica è dominata da quest'ultimo regime distensivo, con la compressione relegata nella stretta zona frontale peri-adriatica. In tale contesto anche le zone di massimo sollevamento della catena, di solito associate alla costruzione della struttura compressiva, sono invece caratterizzate da un regime estensionale (Carminati e Doglioni, 2012).

I Monti Sabini sono un importante gruppo montuoso, delimitato verso est dal sistema di sovrascorrimenti noto come linea Olevano-Antrodoco (Salvini e Vittori, 1982), affiorante nelle Valli del Turano e del Salto, e verso ovest dal complesso di depressioni e valli che costituiscono il Bacino Tiberino (**Figura 5.1**).

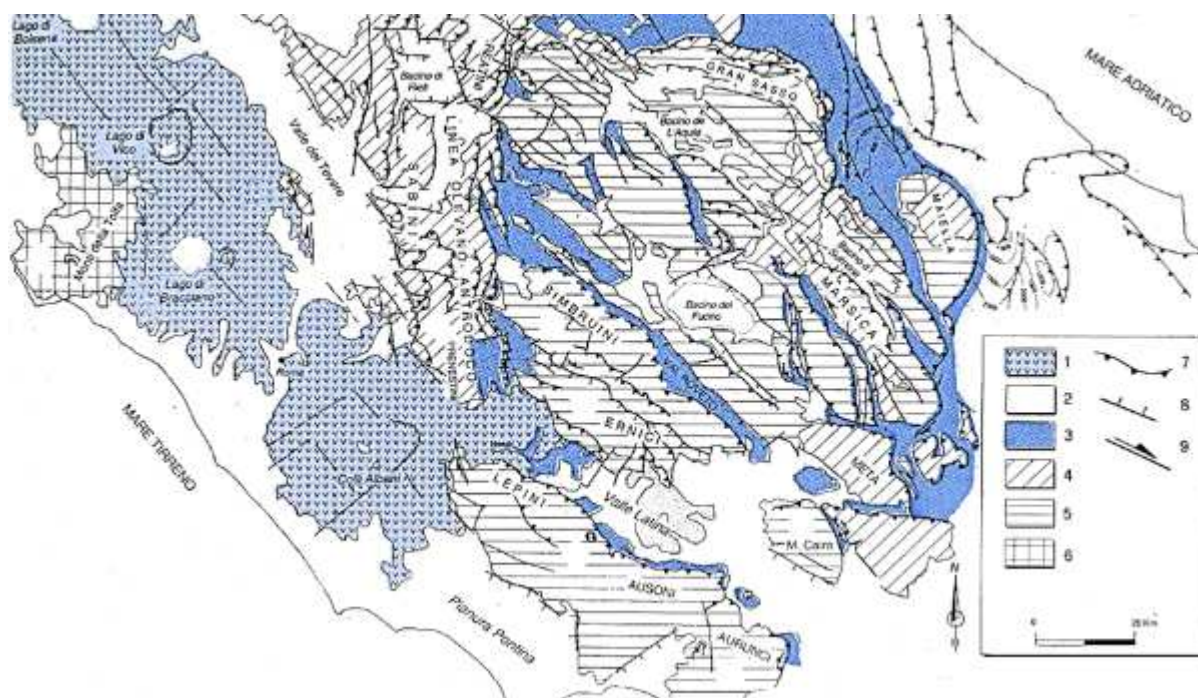


Figura 5.1 – Zone sismogenetiche italiane Schema geologico dell’Appennino Centrale. 1-vulcaniti pleistoceniche; 2-depositi continentali plio-quadernari; 3-depositi silicoclastici mio-pliocenici; 4-depositi di transizione (dominio Sabino); 5-depositi di piattaforma Laziale-Abruzzese; 6-Complesso Tolfetano-Cerite; 7-Principali sovrascorrimenti; 8-Faglie dirette; 9-Faglie trascorrenti (da Bigi et al., 1990, modificato).

I Monti Sabini sono costituiti da 4 principali unità tettono-stratigrafiche limitate da sovrascorrimenti est-vergenti (Cosentino e Parotto, 1991). Tali unità sono numerate 1,2,3 e 4, da Est verso Ovest, e i sovrascorrimenti che li delimitano sono denominati (**Figura 5.2**):

- 1 - Sovrascorrimento di M. Morra (indicato in verde in **Figura 5.2**),
- 2 –sovrascorrimento di M. Sterparo-M. Castelvecchio (indicato in arancione in **Figura 5.2**),
- 3 – sovrascorrimento del T. Licenza-M. Elci-M. Tancia (indicato in blu in **Figura 5.2**),
- 4 – linea Olevano-Antrodoco (indicata in rosso in **Figura 5.2**).

L'area in studio è compresa in massima parte nell'unità 4, ovvero tra il sovrascorrimento del Tancia e la linea Olevano-Antrodoco, con una parte nel settore sud-orientale appartenente all'unità 3, situata al tetto del sovrascorrimento di M. Tancia.

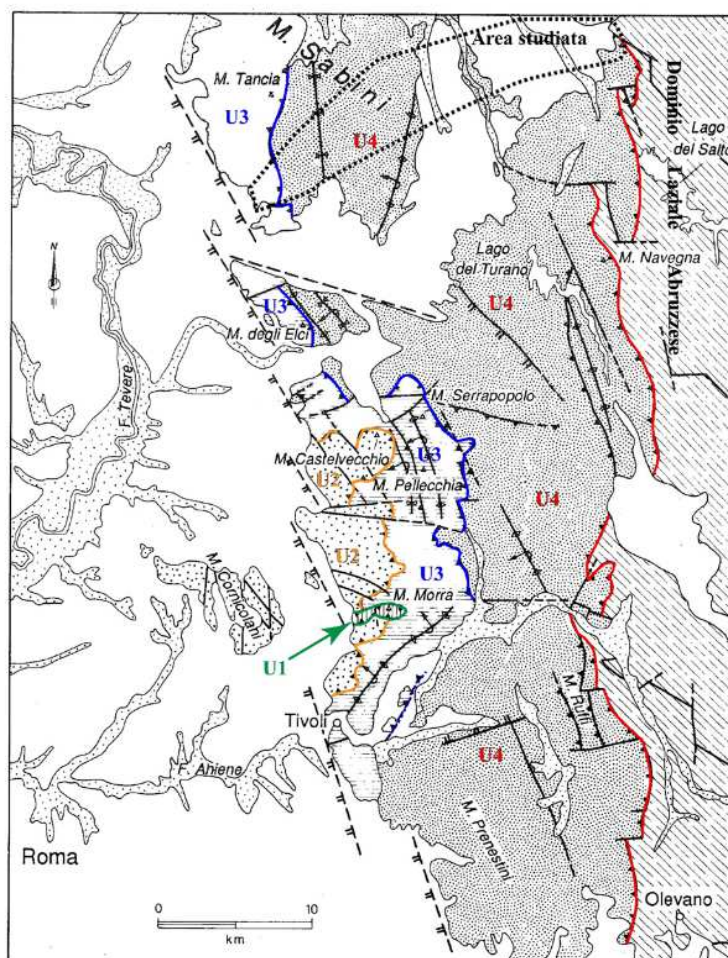


Figura 5.2 – Inquadramento tettonico dei M. Sabini, in bianco sono indicate le vulcaniti ed i sedimenti plio-pleistocenici; le varie unità tettoniche e i sovrascorrimenti che le delimitano sono indicate con colori diversi: verde = U1 – sovrascorrimento di M. Morra; arancione = U2 – sovrascorrimento di M. Sterparo-M. Castelvecchio; blu = U3 - sovrascorrimento di T- Licenza-M. Elci-M. Tancia; rosso = U4 – Linea Olevano-Antrodoco (da Cosentino e Parotto, 1991, modificato).

Poco oltre il limite settentrionale dell'area studiata, si colloca la piana di Rieti, una conca intramontana colmata da imponenti spessori (> 400 m) di depositi Plio-quadernari, il cui sprofondamento è da ricondursi all'azione di importanti faglie dirette in un contesto estensionale post-orogénico (Cavinato, 1993; Barberi *et al.*, 1995).

Le formazioni pre-orogeniche affioranti nell'area studiata sono unità essenzialmente calcaree e calcareo-marnose di età Giurassico-Miocene, appartenenti alla successione stratigrafica del Bacino Sabino (Galluzzo e Santantonio, 2002). Il Bacino Sabino si origina a partire dalla fase estensionale che nel Giurassico inferiore provoca la differenziazione di numerosi domini paleogeografici in un ampio settore della Tetide occidentale, precedentemente caratterizzato da sedimentazione carbonatico-evaporitica di acque basse (Santantonio e Carminati, 2011). Tale fase tettonica causa lo sprofondamento dei settori al tetto delle faglie giurassiche (**Figura 5.3**), nei quali si instaurano condizioni di sedimentazione essenzialmente pelagiche (Bacino Sabino, Bacino Umbro-Marchigiano, Bacino Toscano), mentre nei settori al letto si registra la persistenza di sedimentazione di acque basse (Piattaforma Carbonatica Laziale-Abruzzese, Piattaforma Apula, Piattaforma Campana). La sedimentazione nel Bacino Sabino risente della vicinanza della Piattaforma Laziale Abruzzese, che comporta la presenza di notevoli quantità di depositi risedimentati carbonatici all'interno delle unità pelagiche, messi in posto attraverso flussi gravitativi (torbiditi, *grain flows*, *debris-flows*). A volte tali flussi gravitativi si presentano come dominanti rispetto alla sedimentazione pelagica di *background*; tali formazioni spiccatamente detritiche sono state distinte dalle classiche formazioni pelagiche.

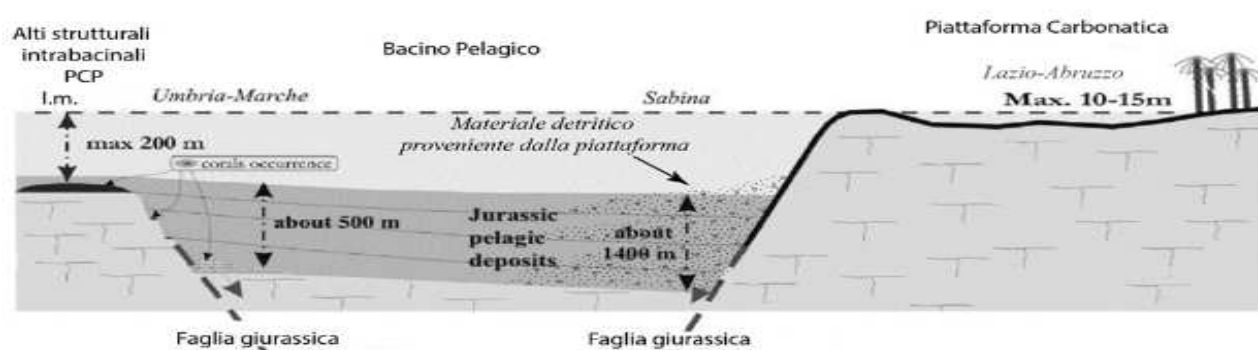


Figura 5.3 – Rappresentazione schematica dei rapporti stratigrafici e tettonici tra il dominio Umbro-Marchigiano-Sabino e il dominio di piattaforma carbonatica Laziale-Abruzzese nel Giurassico (da Carminati et al., 2013, modificato).

Nel settore nordorientale dell'area di studio affiorano estesamente ingenti spessori di depositi quaternari post-orogenici appartenenti al Sintema del paleo-Farfa (Unità di Cenciara, Unità di Monteleone Sabino – Foglio 357 Cittaducale del

Progetto CARG). Questi depositi sono rappresentati essenzialmente da facies conglomeratiche che, per via del loro spessore e della loro estensione areale, obliterano quasi completamente i caratteri del substrato pre-orogenico, che affiora soltanto in settori limitati delle valli del Salto e del Turano.

5.2 Inquadramento geologico

L'area interessata dal presente progetto è situata in Appennino Centrale e ricade, quasi interamente, nel gruppo dei Monti Sabini, con la sola eccezione dell'area della sorgente del Peschiera, situata in corrispondenza del contatto tettonico tra la struttura sabina e le unità carbonatiche di piattaforma della dorsale di M. Nuria. Le unità litostratigrafiche affioranti nell'area di studio comprendono:

- nel settore sudoccidentale i depositi pre-orogenici di ambiente marino appartenenti alla successione stratigrafica Sabina;
- nel settore nordorientale le unità postorogeniche di ambiente continentale, appartenenti al Sintema del paleo-Farfa.

In particolare, le formazioni pre-orogeniche sono unità essenzialmente calcaree e calcareo-marnose depositatesi in ambiente marino in un intervallo compreso tra il Giurassico e il Miocene inferiore.

I depositi quaternari post-orogenici appartenenti al Sintema del paleo-Farfa (Unità di Cenciara, Unità di Monteleone Sabino), sono rappresentati essenzialmente da facies conglomeratiche che, per via del loro spessore e della loro estensione areale, obliterano quasi completamente i caratteri del substrato pre-orogenico, affiorante unicamente in alcuni settori limitati delle valli del Salto e del Turano.










Le principali morfologie presenti nell'area di studi sono riferibili a forme strutturali, di versante dovute alla gravità, fluviali e carsiche. Le forme strutturali, a piccola e grande scala, caratterizzano diffusamente i settori occidentali, sud-orientali e nordorientali dell'area di studio, in particolar modo le dorsali carbonatiche dei Monti Sabini occidentali e orientali e la Conca di Rieti. Queste forme sono costituite da scarpate di faglia, di linea di faglia e di erosione selettiva. Esse si sono sviluppate lungo i principali sovrascorrimenti e faglie presenti, in corrispondenza dei contatti litologici tra formazioni a diversa erodibilità nella









successione meso-cenozoica. Sono, inoltre, da segnalare dissesti legati alla presenza di frane di diversa tipologia, quali:

- crolli e ribaltamenti di blocchi, interessando i versanti sub-verticali delle valli dei fiumi Salto e Turano;
- frane con movimenti complessi, di estensione variabile, interessano in diversi punti terreni a prevalente componente marnoso-argillosa e le successioni sabbioso-conglomeratiche post-orogenesi; localmente si sviluppano lungo i principali sovrascorrimenti dell'area, sui ripidi versanti calcarei.

Analisi e rilievi LIDAR eseguiti nel giugno 2009, hanno evidenziato diffusamente sull'intero versante morfologie di origine carsica (quali depressioni ellissoidali, doline e pozzi di crollo), a luoghi colmate da terreni residuali ("terre rosse"), scarpate di frana trasversali e trincee longitudinali conseguenza dei fenomeni di deformazione gravitativa che, agendo a scala dell'intero versante, coinvolgono pervasivamente l'ammasso roccioso.

Entrando più nel dettaglio si identificano nel progetto le seguenti unità geologiche:

 <p>Depositi alluvionali (ALL) Depositi a matrice argilloso-sabbiosa, con clasti ciottolosi dispersi generalmente di dimensioni modeste, raramente al di sopra di pochi decimetri. Occupano le piane alluvionali delle valli principali costituendo coltri di modesto spessore, anche superiori ai 20 - 30 m. <i>OLOCENE</i></p>	 <p>Bisciaro (BIS) Marne, marne calcaree e calcari marnosi di colore grigio, avana e nero, in livelli sottili e banchi decimetrici. Si intercalano livelli a componente vulcanoclastica di colore giallo/arancione. La selce, tipicamente di colore nero e grigio scuro è subordinata ma presente nella formazione. Lo spessore raggiunge i 50 m. <i>AQUITANIANO P.P. - BURDIGALIANO</i></p>
 <p>Sistema di Caporio (UCR) Depositi di versante, in forma di breccie e conglomerati eterometrici, da stratificati a ben stratificati in scarsa matrice. Compiono livelli di suolo e livelli vulcanoclastici in intercalazioni all'interno dei livelli detritici. Lo spessore raggiunge i 20 m. <i>PLEISTOCENE SUP.</i></p>	 <p>Scaglia Cinerea (SCC) Calcari marnosi, marne calcaree e marne e argille di colore grigio e marrone, in livelli laminati e foliati tettonicamente in strutture SC. Ai livelli laminati e foliati si intercalano rari strati calcarei competenti con spessori che mai superano i 10-20 cm. Il contenuto in argilla si mantiene costante nell'intera unità. La componente fossile è caratterizzata da foraminiferi planctonici. Raramente nelle porzioni superiori si intercalano bancate metriche di brecciole di materiale risedimentato con macroforaminiferi. Lo spessore raggiunge i 100 - 120 m. <i>EOCENE SUP. P.P. - AQUITANIANO INF. P.P.</i></p>
 <p>Unità di Monteleone Sabino (UMS) Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei e silicei, subordinatamente calcarei. Conglomerati da cementati a scarsamente cementati. Comuni sono livelli marnoso argillosi con componente arenacea in geometrie lentiformi di dimensioni ridotte. Lo spessore varia tra 30 m e i 200 m. <i>PLIOCENE SUP.</i></p>	 <p>Scaglia Variiegata (VAS) Calcari marnosi, marne e marne argillose con colori variabili dal rosa, al rosso e al grigio in livelli laminati e raramente in strati centimetrici, generalmente foliate e deformate in strutture tettoniche SC. La componente argillosa tende ad aumentare verso l'alto nell'unità fino a diventare preponderante rispetto a quella calcarea. Il contenuto fossilifero è rappresentato da foraminiferi planctonici. Lo spessore è variabile tra 50 - 80 m. <i>EOCENE MED. - EOCENE SUP.</i></p>
 <p>Unità di Cenciara (UGR) Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati, in bancate decametriche e livelli decimetrici. Nei settori centrali (Montenero Sabino) e nella Valle del Turano si intercalano a facies a matrice siltoso-argillosa con clasti di dimensioni metriche. Alle bancate si intercalano livelli laminati con materiale fine e intercalazioni argillose che compongono geometrie lentiformi, con spessori mai superiori a pochi decimetri. Lo spessore è fortemente variabile: 20 - 30 m (Monte San Giovanni) e 350 m (Valle del Turano). <i>PLIOCENE SUP.</i></p>	 <p>Scaglia Rossa Detritica (SAD) Calcari e calcari marnosi di colore variabile dal rosa al rosso al grigio, in bancate metriche caratterizzati da un'elevata componente detritica. Alle bancate si intercalano livelli calcareo micritici di colore roseo con spessori centimetrici o raramente decimetrici. La selce è presente ma fortemente subordinata alla componente calcarea, con colorazioni variabili dal rosso al vinaccia. La componente detritica è generalmente fine ma si intercalano livelli grossolani, talvolta breccie, con brecciole a macroforaminiferi bentonici. Lo spessore raggiunge i 300 m. <i>TURONIANO P.P. - EOCENE MED. P.P.</i></p>
 <p>Unità di Fosso Canalicchio (UFC) Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati, con blocchi e clasti arenacei di dimensioni decimetriche, con intercalazioni sabbiose in lenti all'interno dei livelli maggiormente clastici. Nei settori orientali sono rappresentati da breccie con blocchi di dimensioni metriche. Lo spessore è fortemente variabile, da poche decine di metri fino a 270 m. <i>PLIOCENE SUP.</i></p>	

<p> Scaglia Rossa (SAA) Calcarei micritici, calcari marnosi e marne di colore variabile tra rosa, arancione e nocciola, ben stratificati in livelli generalmente inferiori al decimetro. L'intera unità è caratterizzata da numerose intercalazioni a maggior componente marnosa-argillosa, tipicamente con colorazioni più chiare. La selce, presente in liste e noduli, con colorazioni dal rosso al vinaccia, è sempre presente. Il contenuto fossilifero è rappresentato da abbondanti foraminiferi planctonici. Lo spessore raggiunge i 200 - 250 m. <i>TURONIANO - EOCENE MED. P.P.</i></p>	<p> Maiolica (MAI) Calcarei micritici, di colore da bianco a debolmente giallo, ben stratificati in livelli da centimetrici a decimetrici, con spessori che si aggirano in media intorno ai 20 cm. Ai livelli calcarei si alternano porzioni selcifere con liste e noduli centimetrici e decimetrici di selce bianca, tendente al nero nelle porzioni terminali della formazione. I livelli superiori al contatto con la Formazione delle Marne a Fucoidi sono caratterizzati da un progressivo aumento della componente argilloso-marnosa. Lo spessore è variabile tra 250 - 350 m. <i>TITONICO SUP. - APTIANO INF.</i></p>
<p> Scaglia Bianca Detritica (SBD) Calcarei e calcari marnosi, a componente calcarea crescente verso l'alto nella formazione, di colorazione bianca, grigia e raramente tendente al roseo verso le porzioni terminali della formazione. L'unità è caratterizzata da un'importante componente detritica che compone bancate metriche con spessori che possono superare i 2 m. I livelli detritici sono caratterizzati da materiale generalmente fino ma sono presenti anche intervalli grossolani, che arrivano a comporre brecciole a macroforaminiferi bentonici. Lo spessore è variabile tra 250 - 300 m. <i>ALBIANO SUP. P.P. - CENOMANIANO</i></p>	<p> Calcarei Diasprigni (CDU) Calcarei e calcari debolmente marnosi, di colore grigio o nocciola, ben stratificati in livelli da centimetrici a decimetrici, mai superiori ai 15 - 20 cm. La selce rappresenta una litologia accessoria, essendo presente in ridotte porzioni della formazione. La selce compare in forma di liste e più raramente di noduli, di colore bianco e grigio, solo raramente tendente all'arancione. Raramente compaiono livelli detritici in strati decimetrici. Lo spessore è di circa 60 - 70 m. <i>BAJOCIANO SUP. - TITONICO INF.</i></p>
<p> Scaglia Bianca (SBI) Calcarei e calcari marnosi, a componente calcarea crescente verso l'alto nella formazione, di colorazione bianca, grigia e raramente tendente al roseo verso le porzioni terminali della formazione. Gli strati, uniformi per spessore, hanno potenza da centimetrica a decimetrica. La selce, da bianca a grigia, è sempre presente in forma di liste e noduli. Al tetto della formazione si riscontra la presenza del Livello Bonarelli, con spessore di circa 1 m, presente nelle zone di Monte Vecchio. Il contenuto fossilifero è rappresentato da abbondanti foraminiferi planctonici. Lo spessore raggiunge i 250 m. <i>CENOMANIANO P.P. - TURONIANO P.P.</i></p>	<p> Calcarei detritici con Posidonia (DPO) Calcarei a prevalenza oolitica, di colore nocciola da scuro a chiaro, stratificati in livelli da centimetrici a decimetrici. Si intercalano bancate competenti con spessori variabili che possono raggiungere anche i 2 m. Alle bancate detritiche si intercalano livelli a maggior componente marnosa con elevato contenuto in <i>Filaments</i> ("posidonie"). Lo spessore è compreso tra 80 - 120 m. <i>BAJOCIANO P.P.</i></p>
<p> Marne a Fucoidi (FUC) Calcarei, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome, ben stratificate ove la componente calcarea è maggiore, a struttura flocculata ove domina la componente argilloso-marnosa. Nell'intera formazione si intercalano livelli anossici di spessore da centimetrico a decimetrico. L'unità si presenta fortemente calcarea, con livelli detritici che nei settori orientali raggiungono spessori di 30 - 50 cm, dove la componente marnoso-argillosa è del tutto subordinata. Lo spessore è variabile tra 60 e 90 m. <i>APTIANO P.P. - ALBIANO P.P.</i></p>	<p> Calcarei e marne a Posidonia (POD) Calcarei micritici a ridotta componente marnosa, di colore nocciola da scuro al chiaro, tendenti all'ocra, in strati da centimetrici a decimetrici a ridotta componente detritica. Ai livelli stratificati si alternano subordinatamente bancate detritiche a componente prevalentemente oolitica. Subordinata è la selce, di colore bianco o grigio, in liste e noduli con spessori che mai eccedono i 10 - 15 cm in totale. Il contenuto fossilifero è dominato dalla presenza di <i>Filaments</i> ("posidonie"). Lo spessore è compreso tra 100 - 120 m. <i>AALENIANO - BAJOCIANO INF.</i></p>

5.3 Caratterizzazione idrogeologica

Le principali sorgenti dell'area in studio sono costituite dalle sorgenti del Peschiera, contenute rispettivamente nel complesso idrogeologico di Transizione di Piattaforma-Bacino ed in quello proprio della serie Sabina, con una portata di circa 5 m³/sec per la sorgente Capore e di circa 1 m³/sec per i fiume Salto e Turano, aventi area di ricarica estesa ai Monti Sabini meridionali e occidentali. Le sorgenti del Peschiera, insieme alle emergenze della piana di San Vittorino e al drenaggio sotterraneo verso il fiume Velino, individuano una portata di circa 30 m³/sec, espressione del complesso idrogeologico di piattaforma carbonatica.

Dal punto di vista idrogeologico, l'area di interesse progettuale vede un'importante falda regionale in cui si conferma lo spartiacque presente sulla dorsale di Monte San Giovanni, ad orientazione ENE-WSW, con direzioni di deflusso sotterraneo orientate NE e SW in cui si evidenziano gli acquiferi sovrapposti presenti nella Scaglia e nella Maiolica separati dall'aquicluda costituito dalle marne a Fucoidi; le porzioni più orientali dell'area in studio vedono invece un deflusso sostanzialmente orientato verso la piana di Rieti e una falda contenuta prevalentemente nei depositi conglomeratici e della scaglia detritica. In tal modo il tracciato dell'acquedotto si posiziona quasi sempre in direzione sostanzialmente perpendicolare alle direzioni di flusso degli acquiferi, eccezion fatta per alcuni

tratti che attraversano la piana di S. Vittorino e la dorsale di Casali Ponzano. A livello di circolazione regionale i flussi dell'acquifero propri delle dorsali Salto e Turano e della piana di S. Vittorino possiedono come recapito di base la piana di Rieti mentre quelli della dorsale di Monte San Giovanni non è ben chiaro se affiorino più a valle della sorgente Capore, lungo il fiume Farfa, oppure alimentino direttamente la sorgente stessa.

In base ai dati editi e inediti riportati nella relazione specifica, sono state distinte *due unità idrogeologiche* separate da un importante lineamento tettonico orientato circa N-S (sovrascorrimento cieco di valle Ariana) ed una *terza unità*, di cui sono da approfondire i limiti fisici, relativa all'acquifero in pressione della *Sorgente delle Capore*. L'unità idrogeologica orientale, denominata *Unità della Scaglia e Conglomerati*, presenta una falda freatica più o meno continua circolante nei conglomerati e nella scaglia sottostante. Questa falda è caratterizzata da una direzione media di flusso orientata circa SE-NW e valori di carico idraulico che variano dagli oltre 420 m s.l.m. della zona meridionale a 390 m s.l.m. in prossimità della piana di Rieti. La sequenza dei conglomerati, in relazione a possibili intercalazioni di orizzonti poco permeabili, può inoltre essere sede di più circolazioni idriche sospese, che vanno ad alimentare piccole sorgenti locali, con portate limitate. Procedendo verso i settori occidentali, ad Ovest del fronte di sovrascorrimento sepolto sotto la valle Ariana, si individua una seconda unità idrogeologica, denominata *Unità della Scaglia e Maiolica*. In questa unità è stata rilevata la presenza di due falde freatiche. La prima falda è ospitata dalle formazioni della *Scaglia Bianca e Rossa* e sospesa sulla sottostante formazione impermeabile delle *Marne a Fucoidi*.

In base a quanto ricostruito, questa falda presenterebbe, in questa zona, uno spartiacque sotterraneo orientato circa ENE-WSW, associato ad elevata quota piezometrica. La seconda falda, più profonda, è ospitata dalla formazione della *Maiolica* e presenta un carico idraulico di circa 300 m s.l.m.

Il tetto della falda idrica interseca ripetutamente la superficie topografica, dando origine a fenomeni di drenaggio in alveo dei principali corsi d'acqua che si presentano perenni nei fiumi Salto Turano e Velino e intermittenti in quelli della

dorsale di Monte San Giovanni quali il torrente Ariana e il reticolo del fosso di Montenero.

Dall'elaborato A194PFG0060 – *Sezioni idrogeologiche* sono visibili i tratti in cui il tracciato dell'acquedotto interseca la falda regionale su tratte acquifere omogenee alla scala analizzata, che vengono di seguito elencate:

- Piana S. Vittorino-Dorsale Colle Ponzano: in questa porzione di tracciato le opere di progetto interagiscono con l'acquifero complesso della piana di S. Vittorino che in quel tratto riceve i travasi sotterranei non emergenti alle sorgenti del Peschiera per poi interagire con l'acquifero della piana di Micciani, dove si prevede anche il probabile intercettamento di fluidi profondi in risalita e infine parzialmente con quello dei conglomerati e scaglia nell'ultimo tratto; i battenti presenti sul tracciato della condotta dalle sorgenti sino al sondaggio S1(2) ammontano a circa 20 m per poi decrescere bruscamente a 10 m ed azzerarsi in prossimità della dorsale di Colle Pozano;
- Salto-Turano: in corrispondenza di questo tratto e sino alle porzioni orientali del fiume Turano non si prevedono interazioni con la falda idrica regionale, eccezion fatta per gli attraversamenti in sifone dei due corsi d'acqua con battenti massimi dell'ordine dei dieci metri;
- Monte Zoccali-Sondaggio S10(2): lo sviluppo planoaltimetrico della condotta di progetto di questa porzione interseca l'acquifero della scaglia e presumibilmente con quello della Maiolica che possiedono recapiti di base identificati con la piana di Rieti; i battenti massimi che si presentano da Monte Zoccali a fosso Ariana sono dell'ordine di 5 m mentre dal fosso Ariana prima del sondaggio S10(2) i battenti risultano essere compresi in un intervallo che ricade tra i 15 e 20 m; in corrispondenza del sondaggio S10(2) lì dove la galleria forata il setto delle marne a fucoidi e si procede nell'acquifero della scaglia si arriva a riconoscere battenti massimi di circa 60 m;
- S10(2)-Salisano: nelle porzioni iniziali, che corrispondono alle zone sud occidentali rispetto al lineamento tettonico su cui si impostano i pozzi di APS nel Comune di S. Giovanni Reatino, non vi è interazione con la falda idrica poiché il tracciato si sviluppa in maiolica e possiede un flusso diretto

verso i quadranti sud occidentali presentando carichi idraulici misurati di circa 300 m. Venute d'acqua si rintraccerebbero invece, dalla piezometria ricostruita, in corrispondenza dell'attraversamento del tetto dei fucoidi a valle del toponimo "macchiette Mandrie, rientrando quindi nell'acquifero della Scaglia in prossimità del fosso a direzione N-S del reticolo del fosso di Montenero con battenti dell'ordine di 40-50 m. Nelle porzioni di tracciato più sud occidentali è stata comunque ipotizzata una interazione della falda con battenti che vanno da 20 m presso la località Montagnoli a degradare progressivamente a zero presso Salisano. Si segnala inoltre che anche all'interno degli *aquiclude*, quali scaglia cinerea bisciaro e variegata della località Villanette, in giacitura sinclinalica, nell'attraversare i lineamenti tettonici potrebbero generarsi delle venute d'acqua concentrate in corrispondenza di zone intensamente cataclamate.

5.4 Indagini geotecniche

Per la definizione del modello geotecnico dell'opera in progetto sono stati utilizzati i dati relativi ricavati attraverso i sondaggi geognostici.

Per la caratterizzazione fisica sono state eseguite le seguenti analisi al fine di ricavare le proprietà indice:

- analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
- determinazione del peso di volume;
- determinazione del peso specifico;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua e grado di saturazione;
- porosità e indice dei vuoti;
- limiti di Atterberg (fanno eccezione i campioni di natura sabbiosa).

Per la caratterizzazione geotecnica sono state eseguite le seguenti analisi al fine di ricavare le proprietà fisiche:

- prova edometrica (moduli edometrici determinati per diversi stati tensionali);
- prove di compressione ad espansione laterale libera (coesione non drenata);
- prove di taglio diretto (angolo di attrito e coesione);

- prove di compressione uniassiale (provini in roccia).

Per la caratterizzazione degli altri parametri sono state eseguite le seguenti prove in situ:

- prove Lefranc a carico variabile (permeabilità);
- prove pressiometriche (modulo elastico, coesione non drenata);
- SPT in foro di sondaggio fino a 20 m di profondità;
- Installazione di piezometri a tubo aperto;

Sono state eseguite inoltre le seguenti prove geofisiche:

- Sondaggi elettrici con ricostruzione tomografica;
- profili sismici a rifrazione in onde P;

I risultati di tali indagini sono allegati agli elaborati specialistici di progetto.

5.5 Caratterizzazione geotecnica

Risulta possibile raggruppare le unità geologiche presenti nell'area del tracciato in cinque unità litotecniche principali, caratterizzate da caratteristiche geomeccaniche simili al fine di eseguire una progettazione delle sezioni tipologiche che caratterizzano in maniera principale l'opera in progetto.

Come descritto nei capitoli precedenti, nel primo tratto dell'acquedotto a partire dalle Sorgenti del Peschiera fino a San Giovanni Reatino e nel tratto del sorpasso di Salisano, il progetto prevede la realizzazione di 3 gallerie naturali aventi diametro interno utile della sezione pari a 4.00 m (galleria Ponzano, galleria Cognolo, galleria Zoccani). Queste gallerie attraverseranno esclusivamente l'unità litotecnica dei conglomerati e da profilo geologico-tecnico, la copertura risulterà variabile da pochi metri fino a circa 420 m massimi.

Da San Giovanni Reatino al Nodo S (località Salisano) il progetto prevede la realizzazione di un'unica galleria di diametro interno utile della sezione pari a 7.50 m e lunghezza 13 km circa (galleria Monte Vecchio); la galleria in esame attraverserà in alternanza le unità litotecniche delle formazioni carbonatiche fratturate e delle formazioni complesse che presentano alternanza di arenarie e marne. La copertura risulta variabile da pochi metri fino a circa 420 m.

A partire dalle indagini geotecniche eseguite in situ e su prove di laboratorio, sono state determinate le seguenti caratteristiche geotecniche, attribuibili alle varie unità litotecniche che interessano il tracciato delle gallerie in meccanizzato.

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_n (kN/m ³)	σ'_c (MPa)	f_t (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	Em (MPa)
SCZ	Calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcari e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcari micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcari marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	27	1348
FUC	Calcari, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

* Parametri di resistenza ottenuti dalle prove di Point Load condotte sulle formazioni che presentano alternanze, in quanto riferiti alla sola componente arenacea

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove pressiometriche		Modulo E_y statico da geosismica	Range valori da prove di laboratorio							
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	C_u (kPa)	ϕ' (°)	E_p (MPa)	n° prove	E_p (MPa)	E_s (MPa)	n° prove	γ_n (kN/m ³)	prova di taglio diretto		prova edometrica			ELL
											c' (kPa)	ϕ' (°)	$E_{24.5-40}$ (MPa)	E_{40-60} (MPa)	E_{60-100} (MPa)	C_u (kPa)
ALL (Piana San Vittorino)	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)	9	51	-	4	-	-	-	9	18-20	9-40	22-28	3.6	4.8	7.5	-
	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	32	-	31	11	-	-	-	7	18-21	7-11	27-38	4.3	6.1	10.4	-
ALL (Valle del Salto)	Ghiaie in matrice sabbioso-argillosa	12	-	31	13	-	-	-	12	17-21	7-9	26-36	4.4	4.7	6.5	-
ALL (Valle del Turano)	Sabbie fini limose con clasti arenacei	6	-	33	10	-	-	-	8	18-21	10-12	26-28	5.5	4.3	7.0	-
ALL (Fosso di Ariana)	Alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi	17	-	31	12	-	-	-	5	17-19	9-39	24-30	5.2	4.7	4.6	-
FLG	Argille limose con intercalazioni sabbiosose fini	13	-	33	25	-	-	-	4	17-19	35-65	18-19	6.0	6.7	7.1	150-300
UGR	Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati	/	/	/	/	8	108	207	7	18-19						
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei	/	/	/	/	1	113	102	1	20						
UFC	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati	12	-	33	25	7	102	127	8	17.5-20						

6 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

6.1 Azioni verticali sui manufatti interrati

La platea di fondazione e le solette di coperture dei manufatti sono sottoposte a varie tipologie di carico, la cui descrizione e caratterizzazione è riportata di seguito.

6.1.1 Peso proprio

Il peso proprio dell'elemento strutturale è calcolato come prodotto fra il volume dell'elemento stesso per il peso specifico del materiale di cui è costituito:

$$p_{pr} = \gamma_m \cdot s \cdot A$$

con,

γ_m , peso specifico del materiale costituente l'elemento strutturale;

A, area trasversale dell'elemento strutturale;

s, spessore dell'elemento.

6.1.2 Carico permanente

Il carico permanente (p_{per}) è dato dal peso degli elementi non strutturali, che può essere modellato come una forza concentrata o un carico distribuito.

6.1.3 Carico accidentale

Il carico accidentale può essere di tipo puntuale (forza concentrata) (F_{acc}) oppure distribuito (q_{acc}).

6.1.4 Carico acqua di invaso

Spinta statica dell'acqua d'invaso agente sul fondo della vasca:

$$p_w(H_w) = \gamma_w \cdot H_w$$

γ_w , peso specifico dell'acqua;

H_w , altezza massima dell'invaso.

6.2 Azioni orizzontali sui manufatti interrati

Le pareti laterali dei manufatti sono sottoposte a varie tipologie di forze orizzontali, la cui descrizione e caratterizzazione è riportata di seguito.

6.2.1 Spinta statica del terreno a riposo

La spinta del terreno è definita dall'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete, in presenza di falda (Q_f , quota della falda) :

per profondità $z < Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o \cdot \gamma_{nat} \cdot z$$

per profondità $z > Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f))$$

Dove,

- z , profondità dal p.c.;
- γ_{nat} , peso dell'unità di volume del terreno;
- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$;
- γ_{sat} , peso saturo dell'unità di volume del terreno;
- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- $K_o = (1 - \sin(\phi_d)) \cdot OCR^n$
 - OCR , grado di sovraconsolidazione, pari a 1;
 - $n = 0.54 \cdot 10^{\frac{-I_p}{281}}$, con I_p indice di plasticità per terreni a grana fina;
 - ϕ_d , angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno, in dipendenza dei coefficienti parziali $\gamma_{\phi M1} = 1$ e $\gamma_{\phi M2} = 1.25$ indicati in normativa, determinabile con la seguente espressione:

$$\phi_{dM1} = \operatorname{arctg} \left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_{\phi M1}} \right),$$

$$\phi_{dM2} = \operatorname{arctg} \left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_{\phi M2}} \right)$$

con

- ϕ_k , valore caratteristico dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\gamma_{\phi M1}$, coefficiente di riduzione, pari a 1 per la condizione statica M1.
- $\gamma_{\phi M2}$, coefficiente di riduzione, pari a 1.25 per la condizione statica M2.

6.2.2 Incremento di spinta del terreno per sovraccarico uniformemente distribuito

Dovuto alla presenza di un carico distribuito sulla superficie, e con valore pari a q :

$$\Delta\sigma_h(z) = K_0 \cdot q_{acc}$$

6.2.3 Incremento dinamico della spinta del terreno

Per valutare l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma su un muro o parete contro terra che non subisce spostamenti tali da riuscire a mobilitare la resistenza sia attiva che passiva del terreno stesso, si utilizza la teoria di Woods (1973), che fornisce l'incremento di spinta e di momento alla base del muro per effetto del sisma in base alle seguenti espressioni:

$$\Delta P_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot F_p ; \quad \Delta M_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^3 \cdot F_m$$

Dove F_p e F_m sono dei coefficienti funzioni del rapporto L/H (k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale secondo il D.M. 2008, γ^* è il peso per unità di volume del terreno, L è la distanza orizzontale per la quale si estende il terreno a tergo del muro "backfill", H è l'altezza del muro) e del coefficiente di Poisson ν . Per valori di ν tra 0.3 - 0.4 e rapporti di $L/H \geq 4$, situazioni in cui ricadono le strutture

di progetto, il valore di $F_p \approx 1.0$ e $F_m \approx 0.5$. Le precedenti relazioni si possono riscrivere nel modo seguente:

$$\Delta P_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^2 ; \quad \Delta M_E = 0.5 \cdot k_h \cdot \gamma^* \cdot H^3$$

Tali equazioni evidenziano che l'incremento della spinta del terreno indotto dal sisma si può tradurre come una pressione costante su tutta la parete con intensità pari a:

$$p_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H$$

Riassumendo l'incremento dinamico di spinta del terreno; nel caso struttura rigida, con parete verticale e terrapieno orizzontale, si ottiene integrando la distribuzione uniforme di pressione p_E .

6.2.4 Spinta statica dell'acqua di invaso

La spinta statica dell'acqua d'invaso nella vasca è espressa con l'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete:

$$p_w(z') = \gamma_w \cdot z'$$

γ_w , peso specifico dell'acqua

z' , profondità dal livello d'invaso.

6.2.5 Incremento dinamico della spinta dell'acqua di invaso

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca, determinabile integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'}$$

dove,

k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale secondo il D.M. 2018

6.3 Azione del vento

Il calcolo degli effetti causati dall'azione del vento è stato condotto in accordo al paragrafo 3.3. del D.M. 2018

6.4 Azione della neve

Il calcolo degli effetti causati dall'azione del vento è stato condotto in accordo al paragrafo 3.4. del D.M. 2018

6.5 Azione Sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$.

In accordo a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le costruzioni del 2018 (NTC 2018), la sicurezza e le prestazioni che l'opera dovrà raggiungere, dovranno essere valutate in relazione agli stati limite che si potranno verificare durante la vita nominale di progetto, così definiti:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato limite di danno (SLD);

Stati limite ultimi

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di collasso (SLC);

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento P_{VR} .

Il tracciato del Nuovo Tronco Superiore attraversa zone ad elevata sismicità. Gli stessi comuni di Castel Sant'Angelo e Cittaducale, in cui sono situate le sorgenti del Peschiera, appartengono rispettivamente alla zona sismica 1 e 2, che rappresentano nell'ordine la classe a sismicità più elevata e quella immediatamente sottostante.

6.5.1 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale Z, da considerarsi tra loro indipendenti. Le componenti sono descritte dagli spettri di risposta elastici in accelerazione funzione della vita di riferimento $V_R = V_N \times C_u$ (Definita come il prodotto tra la vita nominale dell'opera e il coefficiente d'uso funzione della classe d'uso dell'opera stessa Tab.2.4.II NTC2018) e l'accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab.2.4.I delle NTC2018. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

- Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con

attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II NTC2018.

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

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

Dove per costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Il tracciato del Nuovo Tronco Superiore attraversa zone ad elevata sismicità. Gli stessi comuni di Castel Sant'Angelo e Cittaducale, in cui sono situate le sorgenti del Peschiera, appartengono rispettivamente alla zona sismica 1 e 2, che rappresentano nell'ordine la classe a sismicità più elevata e quella immediatamente sottostante.

In riferimento al livello di prestazione rispetto alla durabilità si dovrà assumere in fase di progettazione un valore di V_N pari a 100 anni.

Vista la rilevanza che l'opera assume e la sua strategicità, la stessa dovrà essere progettata in classe d'uso IV. Inoltre, è opportuno segnalare come l'assunto di opera strategica, e quindi aver assegnato una classe d'uso pari a IV, conferisce all'infrastruttura acquedottista una classe di affidabilità elevata.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalla seguente espressione:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Con:

- S , è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

- η , è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55$$

seguente:

- F_o , è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2.;
- T_B , T_C , T_D , sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalla seguente espressione:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Con:

- F_v , è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

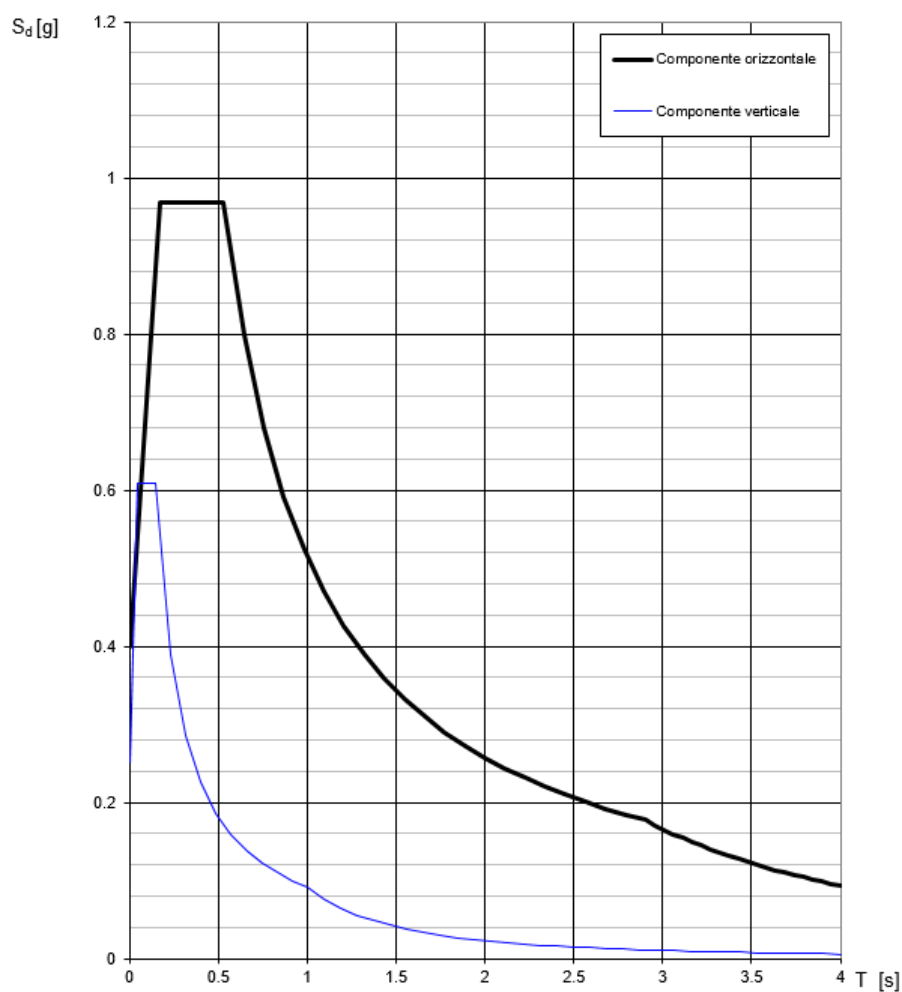
$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

- i valori di S_s , T_B , T_C , T_D sono riportati nella tabella seguente:

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Di seguito si riportano gli spettri di risposta per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) della componente orizzontale e verticale relativa alle zone delle sorgenti del Peschiera presso Cittàducale (Rieti), Piana delle Molette, e nodo Salisano, avendo assunto per le opere da realizzare una $V_n=100$ anni, Classe d'uso IV e fattore di struttura unitario ($q=1$).

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



Parametri indipendenti

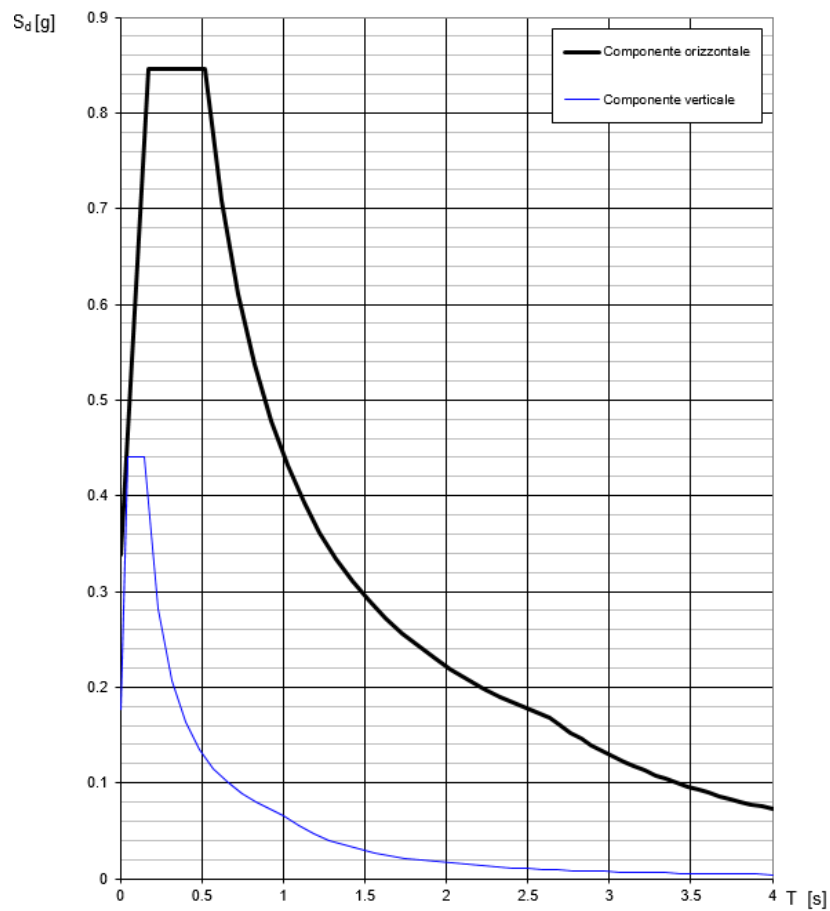
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.326 g
F_o	2.424
T_C	0.362 s
S_S	1.226
C_C	1.469
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.226
η	1.000
T_B	0.177 s
T_C	0.531 s
T_D	2.904 s

Figura 6-1 – Spettro SLV comune di Cittaducale (RI)

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



Parametri indipendenti

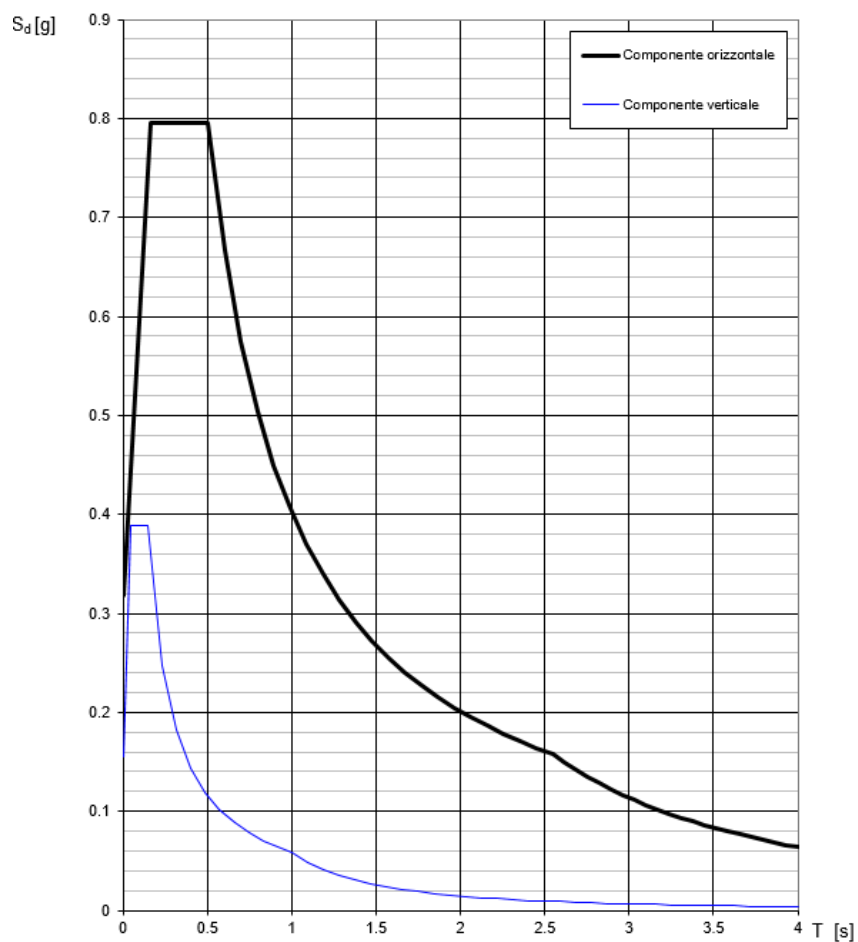
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.258 g
F_o	2.497
T_C^*	0.354 s
S_S	1.314
C_C	1.479
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.314
η	1.000
T_B	0.175 s
T_C	0.524 s
T_D	2.630 s

Figura 6-2 - Spettro SLV Piana delle Molette

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



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.237 g
F_o	2.499
T_C^*	0.336 s
S_S	1.345
C_C	1.505
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.345
η	1.000
T_B	0.168 s
T_C	0.505 s
T_D	2.546 s

Figura 6-3 – Spettro SLV Nodo di Salisano

7 INTERVENTI SU STRUTTURE ESISTENTI

7.1 CENTRALE DI SOLLEVAMENTO (SORGENTI DEL PESCHIERA)

Questo capitolo è volto alla VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA della centrale di sollevamento presso le Sorgenti del Peschiera redatto in conformità con quanto previsto nel par. 8.3 delle Norme Tecniche per le costruzioni 2018 (NTC2018).

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. La valutazione della sicurezza, deve permettere di stabilire se:

l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;

l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);

sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni.

La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'*i*-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{V,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

7.1.1 Descrizione dell'opera

La Centrale di Sollevamento sorge in Provincia di Rieti ed è stata progettata e realizzata nel periodo che va dal 1966 al 1971. L'opera si inserisce in una fase storica che ha portato alla costruzione del ramo del tronco inferiore che collega la centrale di Salisano alla vasca di ripartizione di Monte Carnale. Per tale motivo furono sistemate e migliorate le opere di captazione delle sorgenti del Peschiera.

Il complesso strutturale può essere suddiviso in due macro-zone, la vasca interrata e la struttura fuori terra.

La vasca interrata è a pianta rettangolare composta da setti perimetrali in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore 80cm in cui circola l'acqua proveniente dalla trincea drenante posta a tergo dell'edificio stesso.

L'interno della vasca è opportunamente sagomato per convogliare l'acqua proveniente dalla trincea drenante nei cunicoli ove sono alloggiato le pompe di sollevamento inoltre è presente uno scarico di fondo per la restituzione della portata prelevata in eccesso al fiume Peschiera.

La struttura fuori terra è composta da telai interni posti a distanza di circa 6.5m l'uno dall'altro costituiti dai pilastri perimetrali di sezione 80x40cm collegati da travi orizzontali di sezione 140x40cm di luce di circa 17m. I telai esterni sono costituiti dai pilastri d'angolo aventi sezione ad "L" di dimensioni 80x80x40cm e pilastri centrali di sezione 40x50cm collegati in testa da travi 100x40cm. I telai sono poi collegati tra loro, a varie altezze, da travi in c.a. di diversa tipologia di sezione.

7.1.2 Descrizione dell'intervento previsto

L'intervento previsto per collegare il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione con la centrale di sollevamento consiste nel creare un'apertura

quadrata di 4x4m in corrispondenza del setto adiacente alla parete a contatto con la trincea drenante (si veda Figura 7-1 e

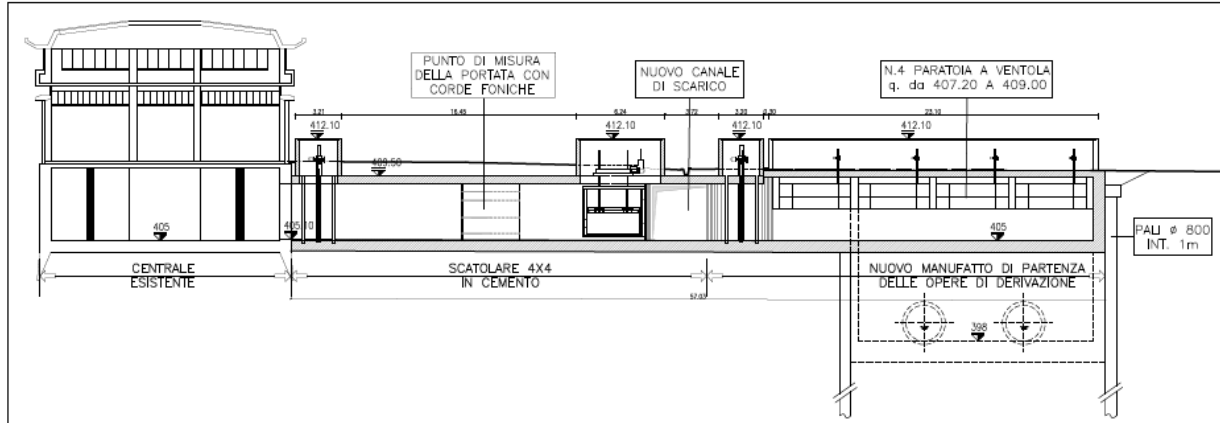


Figura 7-2).

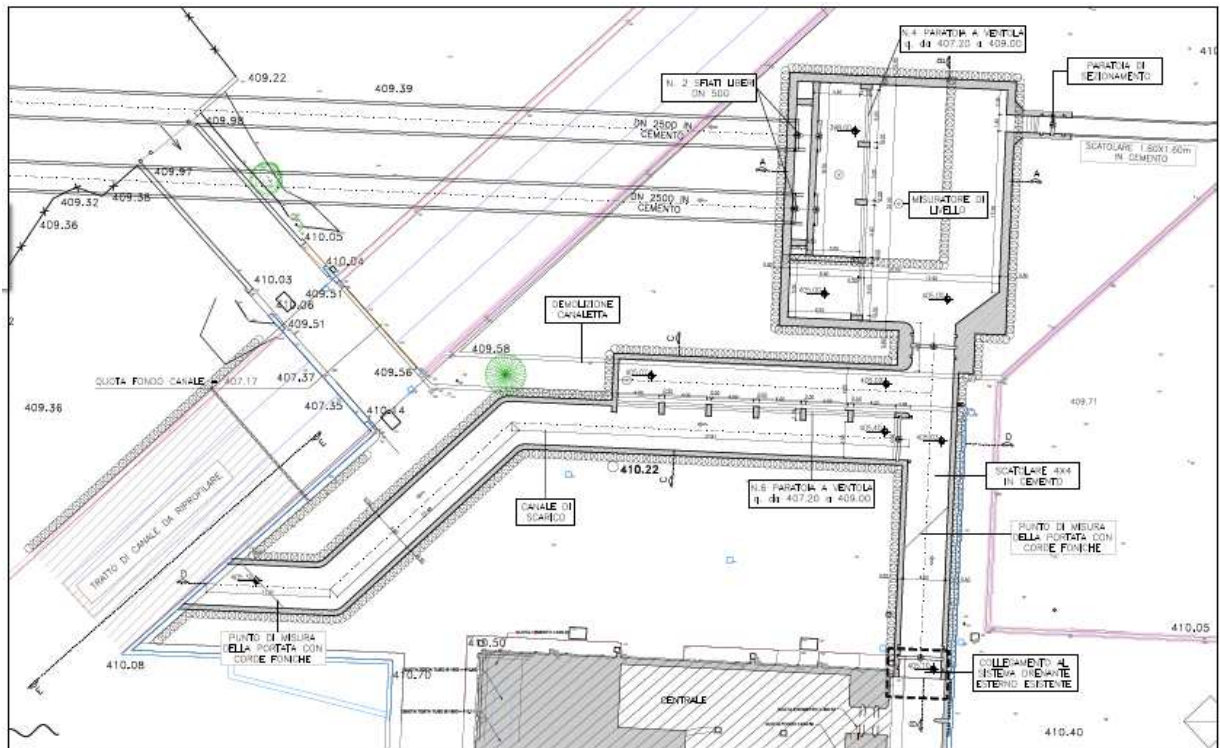


Figura 7-1 – STRALCIO PLANIMETRICO DELL'INTERVENTO SCALA 1:200

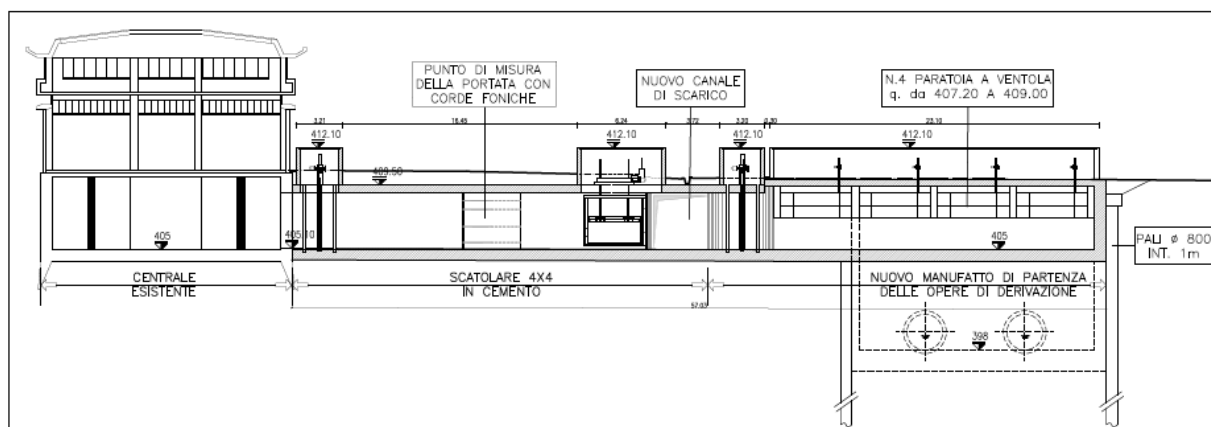


Figura 7-2 – SEZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento è stato pensato per evitare eventuali fuori servizio della centrale stessa e si articola nelle seguenti fasi:

- Preventiva realizzazione del canale di collegamento
- Demolizione parziale del solaio di copertura della vasca di dimensioni 3x3m
- Inserimento di cerchiature in acciaio per il sostegno del foro
- Ingresso dei sommozzatori all'interno della vasca tramite adeguato LARS che poggerà sul solaio della vasca
- Sorbonatura di fondo vasca per rimozione di eventuale fango o altro materiale presente.
- Fissaggio di palancolato metallico al setto e al fondo della vasca previo l'utilizzo di barre filettate e resine ad alta resistenza.
- Realizzazione del canale di collegamento tra nuovo manufatto di partenza e centrale di sollevamento
- Svuotamento della parte isolata di vasca.
- Demolizione del setto verticale della vasca per il collegamento con il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione.
- Inserimento di cerchiatura in acciaio per il sostegno del foro realizzato sul setto della vasca

- Riempimento, fino a livello di invaso all'interno della centrale di sollevamento, del canale di collegamento
- Smontaggio del palancolato metallico
- Ripristino del solaio di copertura della vasca

7.1.3 Requisiti e standard dell'opera secondo le normative vigenti all'epoca di costruzione

Dagli elaborati progettuali si è riscontrato che la progettazione è compresa tra l'anno 1966 e 1970. All'epoca della progettazione risultavano pertanto vigenti le seguenti norme tecniche:

Regio Decreto 16 novembre 1939 n.2228 e n.2229

2228 – Norme per l'accettazione dei leganti idraulici.

2229 - norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.

7.1.3.1 Qualità dei materiali

	Nella sollecitazione di pressione semplice		Nella sollecitazione di flessione e di flessione e pressione	
	σ_c	$\sigma_{r,28}$	σ_c	$\sigma_{r,28}$
	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	35	120	40	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	45	160	50	160
In caso di controllo periodico della resistenza cubica	60	180	75	225

	Tensione tangenziale massima oltre la quale il taglio deve essere affidato esclusivamente alle	Tensione tangenziale massima
--	--	------------------------------

	armature	
Carico di sicurezza per la sollecitazione di taglio	T_c	T_{c_max}
	Kg/cm^2	Kg/cm^2
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	4	14
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	6	16

	Carico di sicurezza a trazione <small>Non dovrà superare la metà del carico di snervamento</small>	Carico di rottura per trazione	Limite di snervamento	Allungamento di rottura
	Kg/cm^2	Kg/mm^2	Kg/mm^2	
Acciaio dolce (resistenza minima del conglomerato 160 kg/cm ^q)	1400	42-50	>23	>20%
Acciaio semiduro (con cemento al alta resistenza per diametri della barra non superiore a 30mm)	2000	50-60	>27	>16%
Acciaio duro (con cemento al alta resistenza per diametri della barra non superiore a 30mm)	2000	60-70	>31	>14%

7.1.3.2 Regole sui dettagli costruttivi

ARMATURA LONGITUDINALE

Le membrature sollecitate a pressione assiale centrata od eccentrica di sezione quadrata o poligonale regolare debbono avere un'armatura longitudinale di sezione non inferiore al 0,8 % di quella del conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia minore di 2000 cm^q.; non inferiore a 0,5% della sezione di conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia maggiore di 8.000 cm^q., adottando nei casi intermedi la variazione lineare.

STAFFE

Di regola metà degli sforzi taglianti deve essere assorbita dalle staffe e la rimanente parte dai ferri piegati. Le membrature devono essere munite di

staffatura continua o discontinua con passo o distanza non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale.

COPRIFERRO

L'articolo 37 della Normativa recita:

Qualsiasi superficie metallica deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno centimetri 0,8 se si tratta di soletta, e di centimetri 2 se trattasi di nervatura. Fra le superficie delle barre di ferro vi deve essere in ogni direzione una distanza uguale almeno al diametro delle medesime ed in ogni, caso non inferiore a centimetri 2.

7.1.3.3 Criteria di verifica

Le caratteristiche di sollecitazione sono determinate con i metodi della scienza delle costruzioni in base alle condizioni più sfavorevoli di carico.

All'art. 22 la Normativa recita:

Nel valutare gli enti geometrici delle sezioni trasversali delle strutture staticamente indeterminate per il calcolo delle incognite iperstatiche, le aree degli elementi superficiali metallici

debbono essere affette da coefficiente: $n = E_t / E_0$ che mancanza di una diretta determinazione sperimentale, si assume di regola costante ed uguale a 10 per i conglomerati di cementi normali; 8 per quelli di cementi ad alta resistenza e 6 per quelli di cemento alluminoso, supponendo di regola

che il conglomerato reagisca anche a trazione.

Se la sezione complessiva dell'armatura metallica è inferiore al 2% di quella del conglomerato si può prescindere dalla presenza dell'armatura.

All'art. 29 la Normativa recita:








Il calcolo delle tensioni massime del conglomerato e della armatura metallica ed il dimensionamento diretto delle sezioni sono eseguiti con i metodi della scienza delle costruzioni per i solidi omogenei, assumendo per sezione resistente quella costituita dall'area del conglomerato che risulta compressa e dalle aree metalliche

affette dal coefficiente: $n = E_t/E_0$ e prescindendo di regola dalla presenza del conglomerato eventualmente teso.

7.1.4 Indagini diagnostiche strutturali eseguite

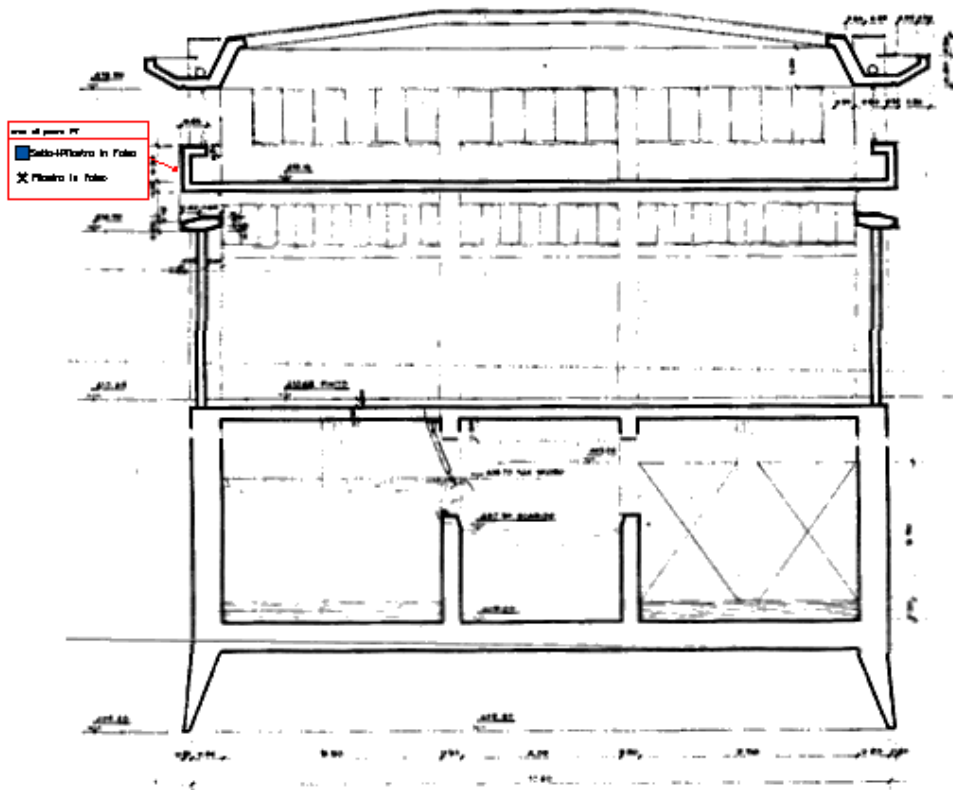
Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali si è fatto sia utile riferimento alle Normative vigenti all'epoca della costruzione che a quanto desumibile dalle indagini in sito.

Gli esiti delle indagini sono contenuti nell'elaborato allegato alla presente relazione. Di seguito vengono riportate le ubicazioni delle indagini previste.

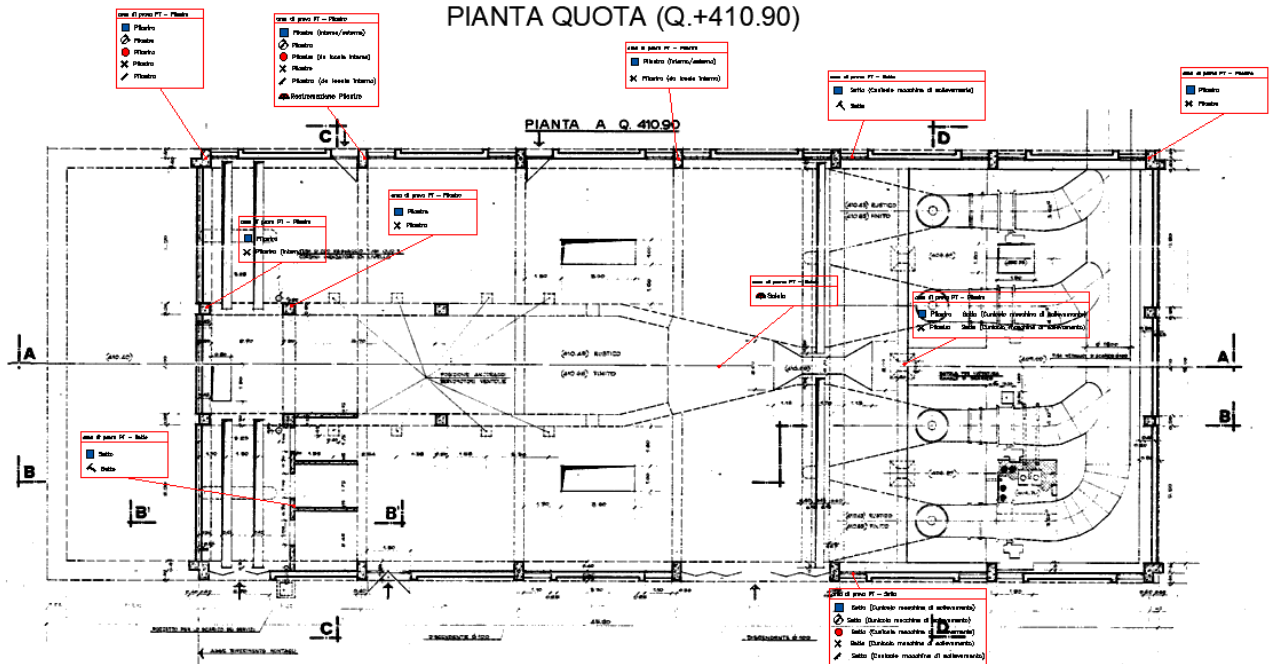
LEGENDA	
 n	PACOMETRO
 n	SONREB
 n	CAROTAGGIO
 n	PRELIEVO BARRA ARMATURA
 n	DEMOLIZIONE COPRIFERRO
 n	GEORADAR
 n	POTENZIALE DI CORROSIONE

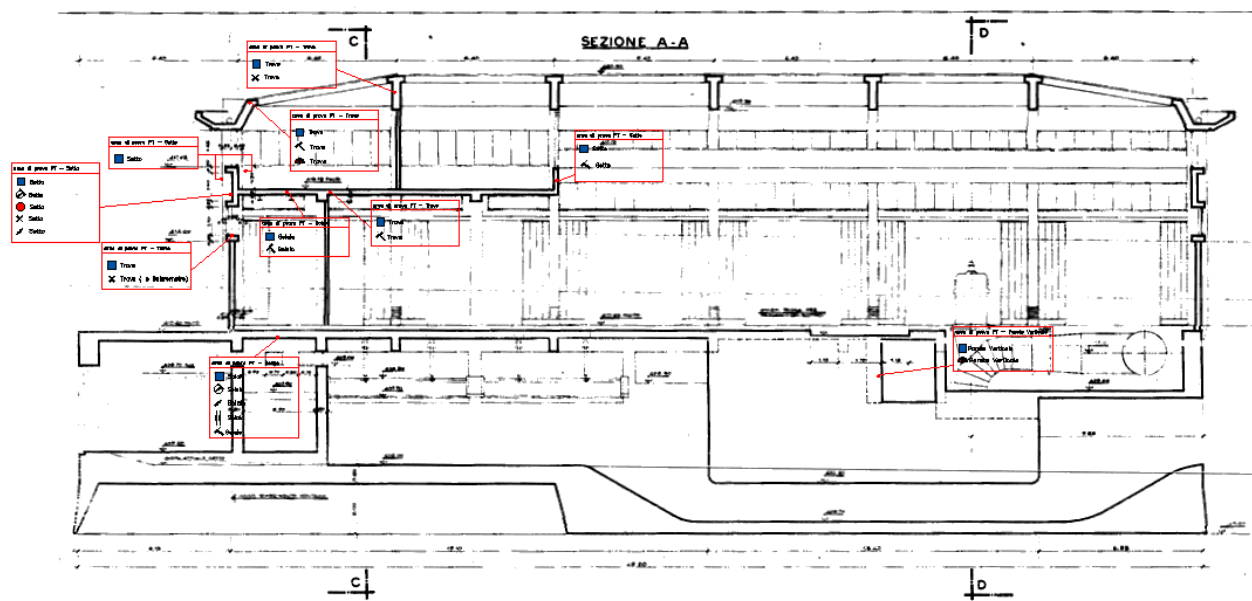
* prevedere la locale demolizione del copriferro per verificare il diametro delle armature

SEZIONE C-C



PIANTA QUOTA (Q.+410.90)





7.1.4.1 Materiali esistenti in opera

Per la valutazione delle proprietà dei materiali in opera sono state svolte prove non distruttive e distruttive. Nello specifico per il calcestruzzo sono stati effettuati dei carotaggi sottoposti poi a prove di schiacciamento per la valutazione della resistenza a compressione. Sono state svolte prove non distruttive ultrasoniche e sclerometriche, da correlare mediante il metodo SONREB. Per l'acciaio sono stati prelevati campioni di barre in acciaio da sottoporre a prove di trazione e prove durometriche.

7.1.4.1.1 CALCESTRUZZO

Per il calcestruzzo si analizzano i risultati delle prove in sito sia mediante il metodo SONREB, il metodo SONREB correlato alle prove di schiacciamento correlato ai risultati di schiacciamento che mediante il metodo HOLOS.

Il metodo Sonreb (SONic+REBound) consiste nell'accoppiare i risultati derivanti da due diverse tipologie di prove non distruttive: le prove Sclerometriche e le prove Ultrasoniche. L'uso combinato delle due prove consente di compensare in parte gli errori commessi usando singolarmente le due metodologie.

Le prove sclerometriche consistono nel misurare l'altezza di rimbalzo (indice di rimbalzo S) di una bassa battente d'acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione a contatto della superficie di prova. Mediante delle curve, in

dotazione allo strumento o diversamente ottenute, l'indice di rimbalzo viene correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo R_c .

Le prove ultrasoniche consistono nel misurare il tempo impiegato da onde sonore, di frequenza compresa tipicamente nell'intervallo 40-120 kHz, ad attraversare un mezzo compreso tra il trasduttore trasmittente Tx e quello ricevente Tr. Se ne ricava la velocità di propagazione ed attraverso questa attraverso delle curve di correlazione la resistenza del calcestruzzo.

L'applicazione del metodo Sonreb richiede la valutazione dei valori locali della velocità ultrasonica V e dell'indice di rimbalzo S a partire dai quali è possibile ottenere la resistenza del calcestruzzo R_c mediante espressioni del tipo:

$$R_c = a \cdot S^b \cdot V^c$$

R_c : Resistenza cubica a compressione [MPa]

S : Indice Sclerometrico

V : Velocità ultrasonica [m/s]

Per una corretta elaborazione dei risultati delle prove sul calcestruzzo conviene adottare procedure che mettono in relazione i risultati delle indagini non distruttive con quelli ricavati da carotaggi.

La resistenza delle carote prelevate va convertita nella corrispondente resistenza del calcestruzzo in-situ prima di essere adoperata nei calcoli di verifica.

Per convertire le N resistenze ottenute sulle carote $f_{CAR,i}$ nelle corrispondenti resistenze in situ $f_{CIS,i}$ è stato adoperato il metodo Holos. Tale metodo permette di ricavare $f_{CIS,i}$ applicando a $f_{CAR,i}$ un fattore correttivo F così definito:

$$F = F_{dia} * F_{h/d} * F_{mc} * F_{Tor} * F_{Dir} * F_{Fe} * F_T$$

In cui i vari coefficienti sono desumibili dalle seguenti tabelle:

F_{dia} (Fattore correttivo che tiene conto del diametro della carota):

DIAMETRO CAROTA d (mm)	50	100	150
F_{dia}	1.06	1.00	0.98

$F_{h/d}$ (Fattore correttivo che tiene conto della snellezza della carota):

h/d	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50	1.75	2.00
R _{c-carota}							
15 ÷ 20	0.66	0.83	1.00	1.10	1.20	1.27	1.32
21 ÷ 35	0.70	0.84	1.00	1.06	1.16	1.18	1.22
36 ÷ 50	0.75	0.89	1.00	1.04	1.08	1.10	1.12

F_{mc} (Fattore correttivo che tiene conto della modalità di conservazione delle carote):

TIPO DI CONSERVAZIONE	F _{mc}
come ricevute	1.00
in acqua	1.09
essiccate all'aria	0.96

F_{Tor} (Fattore correttivo che tiene conto del "Tormento" durante le operazioni di carotaggio):

R _{c-carota}	10 ÷ 15	16 ÷ 20	21 ÷ 25	26 ÷ 30	31 ÷ 35	36 ÷ 40	> 40
F _{Tor}	1.15	1.12	1.10	1.07	1.05	1.02	1.00

F_{Dir} (Fattore correttivo che tiene conto della direzione di prelievo della carota):

POSIZIONE DEL CAROTAGGIO	F _{Dir}	
	DIREZIONE DI PRELIEVO	
	PARALLELA	PERPENDICOLARE
0 ÷ 1/3h	1.00	1.05
1/3h ÷ 2/3h		1.075
2/3h ÷ h		1.10

F_{Fe} (Fattore correttivo che tiene conto di eventuale presenza di barre d'armatura nella carota):

$$F_{Fe} = 1 + 1.5 \cdot \frac{\Phi_r}{d} \cdot \frac{l}{h}$$

F_T (Fattore correttivo che tiene conto della temperatura di maturazione delle strutture, considerato unitario in questo caso):

TEMPO (gg)	1	3	7	21	28	60	90
TEMPERATURA (°C)							
33+37	0.74	0.83	0.91	1.00	1.11	1.11	1.11
28+32	0.77	0.87	0.95	1.02	1.05	1.05	1.05
23+27	0.83	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
18+22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
13+17	1.82	1.33	1.11	1.05	1.00	0.95	0.91
8+12	2.86	1.82	1.33	1.25	1.18	1.00	0.95
3+7	6.67	4.00	2.86	2.50	2.22	1.67	1.33

Il valore medio della resistenza cubica in situ risulta essere:

Carota	d (mm)	h (mm)	CONSERVAZIONE	DIR. Prelievo	Posizione Carotaggio	Φ_{barra} (mm)	L_{barra} (mm)	R_{car}
C1 - pilastro zona 1	104	104	come ricevute	PERPENDICOLARE	0÷1/3h	-	-	12.10
C2 - pilastro zona 2	104	104	come ricevute	PERPENDICOLARE	0÷1/3h	-	-	20.50
C3 - SETTO zona 3	104	104	come ricevute	PERPENDICOLARE	1/3h÷2/3h	-	-	19.00
C4 - SETTO zona 13	104	104	come ricevute	PERPENDICOLARE	0÷1/3h	-	-	37.8
C5 - trave zona 25	104	104	come ricevute	PERPENDICOLARE	1/3h÷2/3h	-	-	24.3

Coefficienti correttivi							
F_{dia}	$F_{h/d}$	F_{mc}	F_{Dir}	F_{tor}	F_{Fe}	w	R_{c-is}
0.998	1.000	1.000	1.050	1.150	1.000	1.206	14.59
0.998	1.000	1.000	1.050	1.100	1.000	1.153	23.64
0.998	1.000	1.000	1.075	1.120	1.000	1.20207	22.84
0.998	1.000	1.000	1.050	1.020	1.000	1.06929	40.42
0.998	1.000	1.000	1.075	1.100	1.000	1.18061	28.69

$F_{c,m}$
26.03

Gli stessi punti dai quali sono state estratte le carote possono essere preventivamente indagati con indagini non distruttive al fine di modulare le curve di correlazione delle prove SonReb. A tale scopo è necessario disporre di almeno tre valori di resistenza.

Operativamente si procederà alla stima della resistenza del calcestruzzo attraverso le curve teoriche di correlazione con l'indice di rimbalzo S e la velocità ultrasonica V. Si ricaverà il valor medio della resistenza del calcestruzzo in esame utilizzando i risultati delle prove distruttive e non distruttive, ricavando in questo modo un campione più ampio e rappresentativo. Per la corretta applicazione della procedura va preventivamente verificata la presenza di un legame di proporzionalità diretta tra i valori di resistenza ottenuti dalle prove sulle carote ed i corrispondenti valori S e V ottenuti dalle prove non distruttive. In assenza di tale

proporzionalità diretta, segnalata anche da valori negativi dei coefficienti b e c, dell'espressione ottenuta fornirebbe valori non attendibili. Qualora ciò dovesse accadere andrebbe effettuata una o più delle seguenti operazioni:

- Rifare le misure del parametro non distruttivo che appare non correttamente correlato alle resistenze delle carote;
- Aumentare il numero di misure ed eventualmente i carotaggi per individuare e, nel caso, eliminare eventuali valori anomali;
- Basare la stima della resistenza del calcestruzzo in-situ esclusivamente sui carotaggi.

Di seguito viene riportata la tabella con i valori dell'indice di rimbalzo, della velocità ultrasoniche e della resistenza cubica (corretta con metodo Holos) delle carote utilizzate per calibrare la curva di correlazione del metodo SonReb:

**INTERPOLAZIONE STATISTICA A 2 VARIABILI
METODO DEI MINIMI QUADRATI**

DATI

n	S	V	Rc
1	25.8	3406.0	14.6
2	31.8	3740.0	23.6
3	33.5	3567.0	22.8
4	39.8	4043.0	28.7

SONREB: $Rc = 1.471E-03 \times S^{1.320} \times V^{0.611}$

Coefficienti

a=	1.47E-03
b=	1.319964
c=	0.610717

In cui:

S:indice di rimbalzo elastico

V:Velocità delle onde ultrasoniche (m/s)

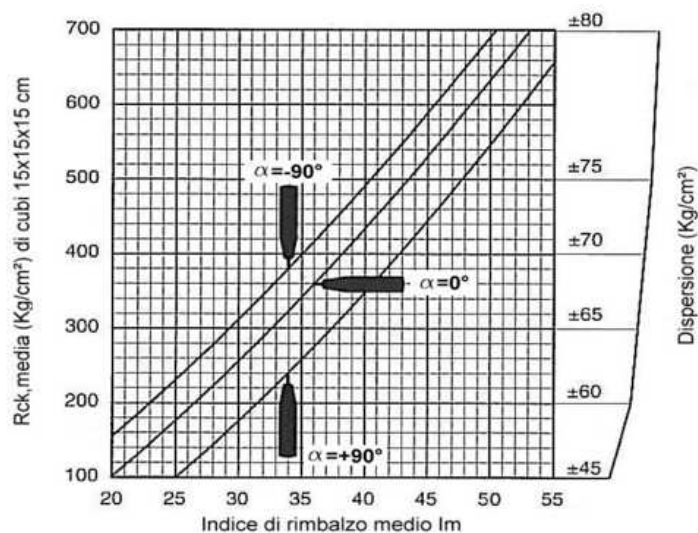
Utilizzando tale correlazione si è ricavata la resistenza cubica a compressione media per le zone in cui è stata effettuata sia la prova sclerometrica che quella ultrasonica:

Valore medio: 27.1				
	S	V	Rc,4	
<i>Riferimento:</i>	<i>N/mm²</i>	<i>m/s</i>	<i>N/mm²</i>	
1	PILASTRO ZONA 5	33.2	3418.0	21.6
2	PILASTRO ZONA 6	35.1	3866.0	25.0
3	PILASTRO ZONA 7	37.8	3868.0	27.6
4	PILASTRO ZONA 9	43.8	4207.0	35.3
5	PILASTRO ZONA 12	37.8	4286.0	29.4
6	TRAVE ZONA 17	34.3	3282.0	22.0
7	TRAVE ZONA 18	34.7	3848.0	24.6
8	CORDOLO ZONA 22	43.6	4149.0	34.8
9	TRAVE ZONA 27	34.0	3802.0	23.7

La tabella seguente riporta il valore medio della resistenza cubica a compressione per le zone in cui si è potuto effettuare solo la prova sclerometrica:

Zona	Ic _{medio}
Soletta Zona 4	39.6
Setto Zona 8	37.8
Setto Zona 10	32.9
Setto Zona 13	37.4
Soletta Zona 16	39.3
Trave Zona 19	35.4
Setto Zona 20	33.7
Soletta Zona 28	36.6
Setto Zona 29	34.9

Media Ic	R _{ck} (Mpa)
36.4	36.5



Dai valori medi ricavati dalle carote, dal metodo SonReb e dalle prove Sclerometriche si perviene ad un valor medio di resistenza cubica del calcestruzzo in situ pari a

$$R_{ckm} = (26.03 + 27.1 + 36.5) / 3 = \mathbf{29.87 MPa}$$

7.1.4.1.2 ACCIAIO

La tabella seguente riporta i risultati delle prove a trazione sulle barre d'armatura prelevate:

PROVE DI TRAZIONE						
N°	Stazione di prelievo	Diametro nominale d_{nom} mm	Diametro effettivo d_{eff} mm	Tensione snervamento f_y N/mm ²	Tensione rottura f_t N/mm ²	All. A5 %
1	F1 - PILASTRO ZONA 1	20	19.91	337	473	29.9
2	F2 - PILASTRO ZONA 2	16	15.28	389	554	33.5
3	F3 - SETTO ZONA 3	8	7.94	529	802	27.8
4	F4 - SOLETTA ZONA 4	10	10.12	490	674	26.8
5	F5 - SETTO ZONA 13	12	12.01	436	625	23.2
6	F6 - SETTO ZONA 25	8	8.20	555	838	25.3

Dai valori delle prove a rottura per trazione si distinguono due differenti tipi di acciaio:

Acciaio Pilastri: **AQ50**

$f_y > 270 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 500-600 \text{ N/mm}^2$

Acciaio Resto della struttura: **AQ60**

$F_y > 310 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 600-700 \text{ N/mm}^2$

7.1.5 Modello di Calcolo

La modalità di intervento come indicato nel par. 8.3 delle Norme Tecniche per le costruzioni 2018 e circolare esplicativa ricade nella tipologia di riparazione o interventi locali in quanto modifica una parte limitata della struttura.

Il modello è stato dunque pensato per dimostrare che l'intervento non modifichi in maniera significativa rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

Si esegue un'analisi agli elementi finiti della struttura con il programma di calcolo MIDAS-GEN. Il modello tridimensionale del manufatto è riportato nella figura seguente.

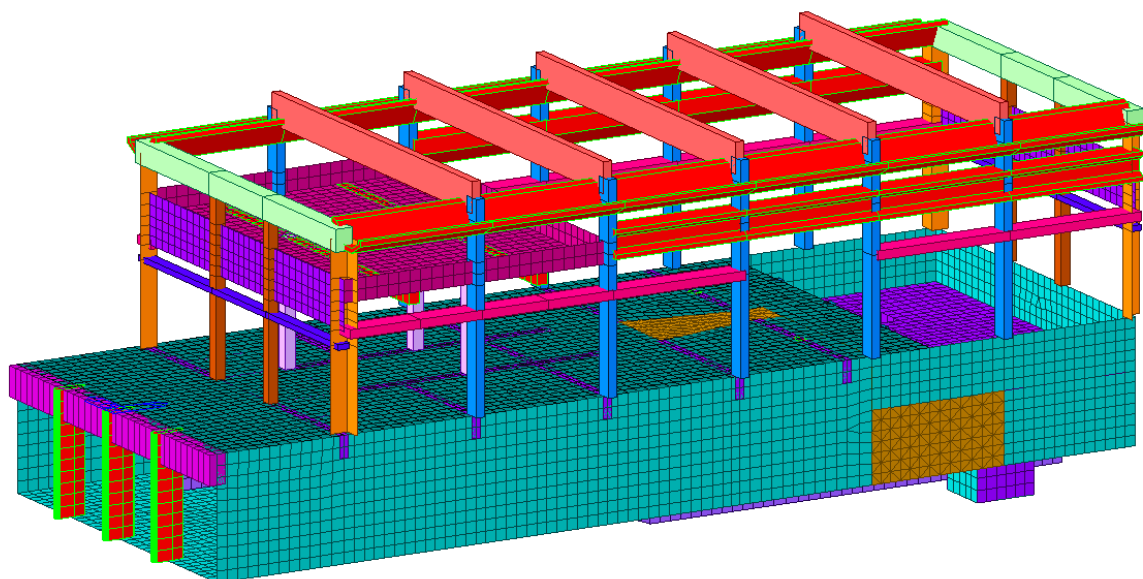


Figura 7-3 – Modello ante-operam

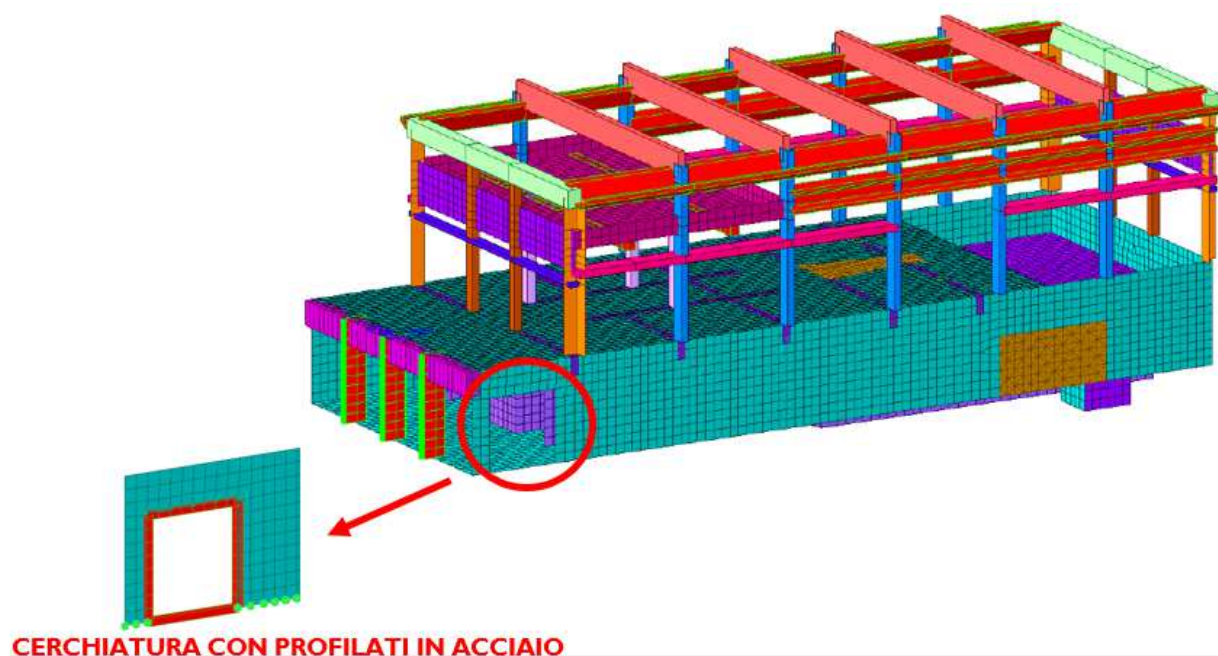


Figura 7-4 – Modello post-operam

Nel modello sono state assunte le caratteristiche meccaniche ricavate nel paragrafo 7.1.4.2 considerando data la numerosità dei campioni un livello di conoscenza LC3 a cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1 così come riportato nella tabella 8.5.IV delle NTC2018 e s.m.i.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

7.1.6 Analisi dei carichi

Peso proprio:

Il peso proprio degli elementi principali della struttura, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria dei vari elementi strutturali con i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

Azioni solaio di copertura quota

Peso Proprio

- Soletta di completamento, $0,05 \times 25 \text{ kN/m}^3_{cls}$ = 1.25 kN/m²

Peso Permanente

- Massetto per le pendenze 14 kN/m^3 (s=10cm) = 1.40 kN/m²
- Carico accidentale coperture 1.0 kN/m^2 = 1.00 kN/m²
- Carico accidentale Neve = 1.14 kN/m²

Azioni solaio interno

Peso Proprio

- Soletta di completamento, $0,1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3_{cls}$ = 2.50 kN/m²
- Carico accidentale = 6.00 kN/m²

Azioni solaio esterno (carrabile)

- Pacchetto stradale (15cm) = 3.75 kN/m²

- Carico accidentale (mezzi pesanti) = 20.00 kN/m²

Azioni sulle Pareti laterali

Dati terreno di rinfiaccio

- Peso terreno saturo $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo d'attrito interno $\phi_i = 30^\circ$
- Sovraccarico accidentale sul terreno = 20 kN/m²

Combinazione A1-M1

$$\sigma_{hM1} (z = 5.6 \text{ m}) = K_{0M1} \cdot \gamma_{\text{nat}} \cdot z = 0,500 \cdot 20 \cdot 5,6 = 56.0 \text{ kN/m}^2$$

Incremento di spinta del terreno per sovraccarico

Pareti

Combinazione A1-M1

$$\Delta\sigma_h(z) = K_{0M1} \cdot q_{\text{acc}} = 0,500 \cdot 20 = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

Spinta statica dell'acqua di invaso

Platea di fondazione

$$p_w (z' = 3.70 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 3.70 = 37 \text{ kN/m}^2$$

Pareti bordo vasca

Spinta idrostatica con sviluppo triangolare

$$p_w \text{ max}(z' = 3.70 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 3.70/2 = 18.5 \text{ kN/m}^2$$

Spinta statica dell'acqua di falda

La falda è disposta a quota piano campagna e la base del manufatto è posto a 5.6m di profondità da tale riferimento.

$$p_w \text{ max}(z' = 5.6 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 5.6 = 56 \text{ kN/m}^2$$

Spinta dinamica del terreno

$$p_E (h = 5.60 \text{ m}) = k_h \cdot \gamma \cdot h = 0,36 \cdot 20 \cdot 5.6 = 40.32 \text{ kN/m}^2$$

Il valore di k_h è preso direttamente dagli spettri di normativa per strutture $V_n=100$ anni Classe d'uso IV e cat. Di sottosuolo B $k_h=0.36g$

Incremento dinamico della spinta dell'acqua di invaso

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca, determinabile integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'} \quad (\text{Westergard 1933})$$

$$q_{\max} (z' = 3.7) = 0,875 \cdot 0,36 \cdot 10 \cdot [(3.7 \cdot 3.7)]^2 = 43.12 \text{ kN/m}^2$$

Incremento dinamico della spinta dell'acqua di falda

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca, determinabile integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'} \quad (\text{Westergard 1933})$$

$$q_{\max} (z' = 5.6) = 0,875 \cdot 0,36 \cdot 10 \cdot [(5.6 \cdot 5.6)]^2 = 98.87 \text{ kN/m}^2$$

7.1.7 Verifiche strutturali**7.1.7.1 Verifiche globali****7.1.7.1.1 ANALISI MODALE**

Così come indicato al par. 8.4.1. della circolare esplicativa delle NTC2018 è stata valutata la variazione della risposta globale in termini di rigidità della struttura ANTE e POST-OPERAM. È stata dunque condotta un'analisi modale per entrambi i modelli.

Nell'analisi modale ogni modello è stato incastrato al piano del solaio della vasca (quota -5.6m) ed il piano di copertura (quota +9.5m) è stato come "piano rigido".

Inoltre è stato impostato come "zero sismico" il piano del solaio della vasca trascurando di fatto la massa sotto tale limite. Le Figure seguenti mostrano i vincoli applicati alla struttura per l'analisi modale.

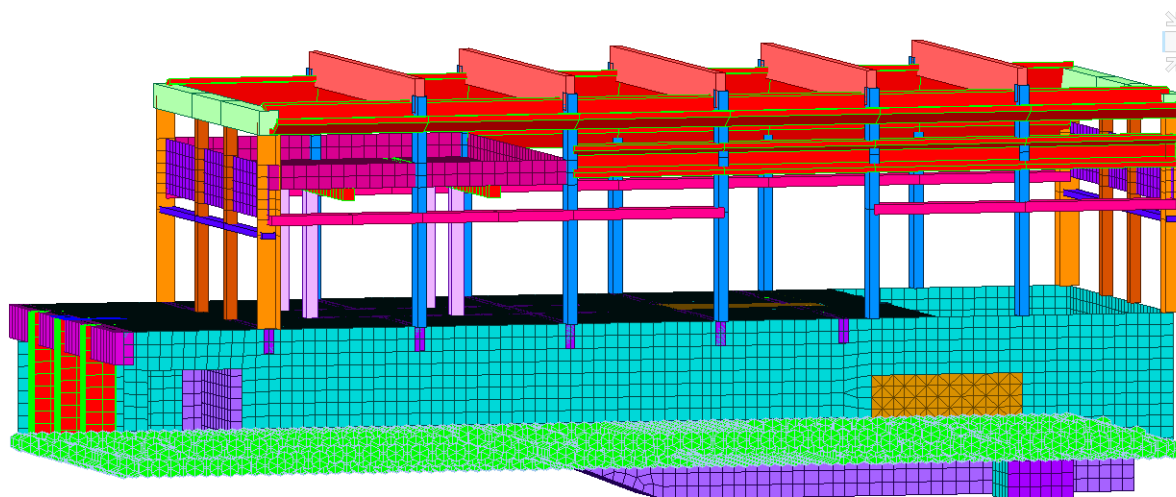


Figura 7-5 – Vincoli d'incastro al piano del solaio della vasca (quota -5.6m)

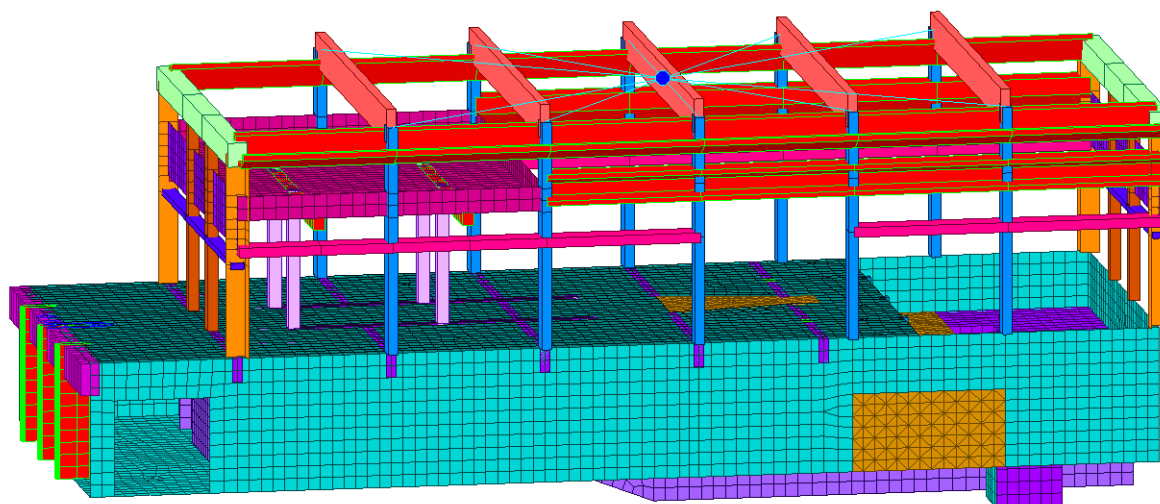


Figura 7-6 – Piano rigido di copertura (quota +9.5m)

Le figure seguenti mostrano i primi 3 modi di vibrare per i modelli ANTE e POST-OPERAM e le tabelle di confronto tra i modi di vibrare.

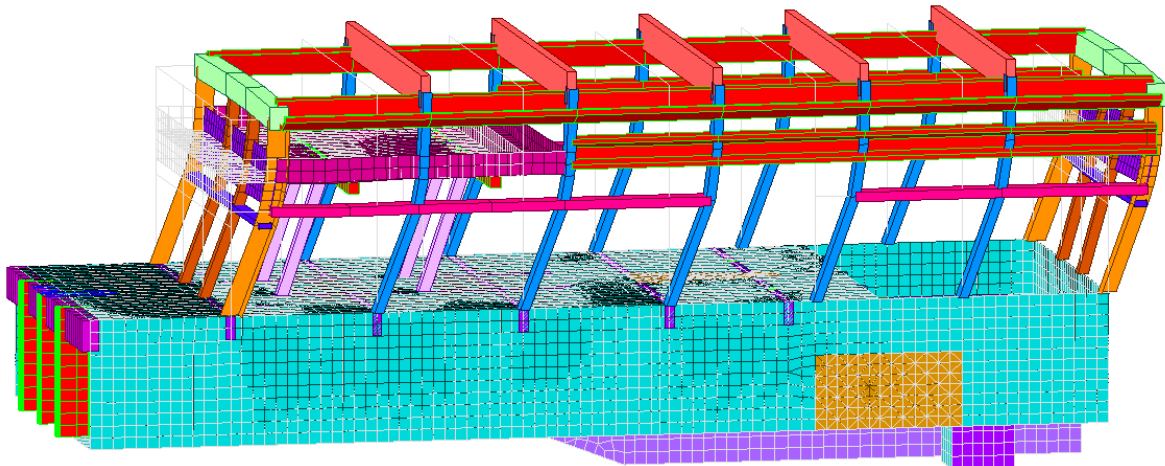


Figura 7-7 – Modo 1 Ante-Operam $T=0.4017\text{sec}$ – Massa Partecipante in dir. x 99.17%

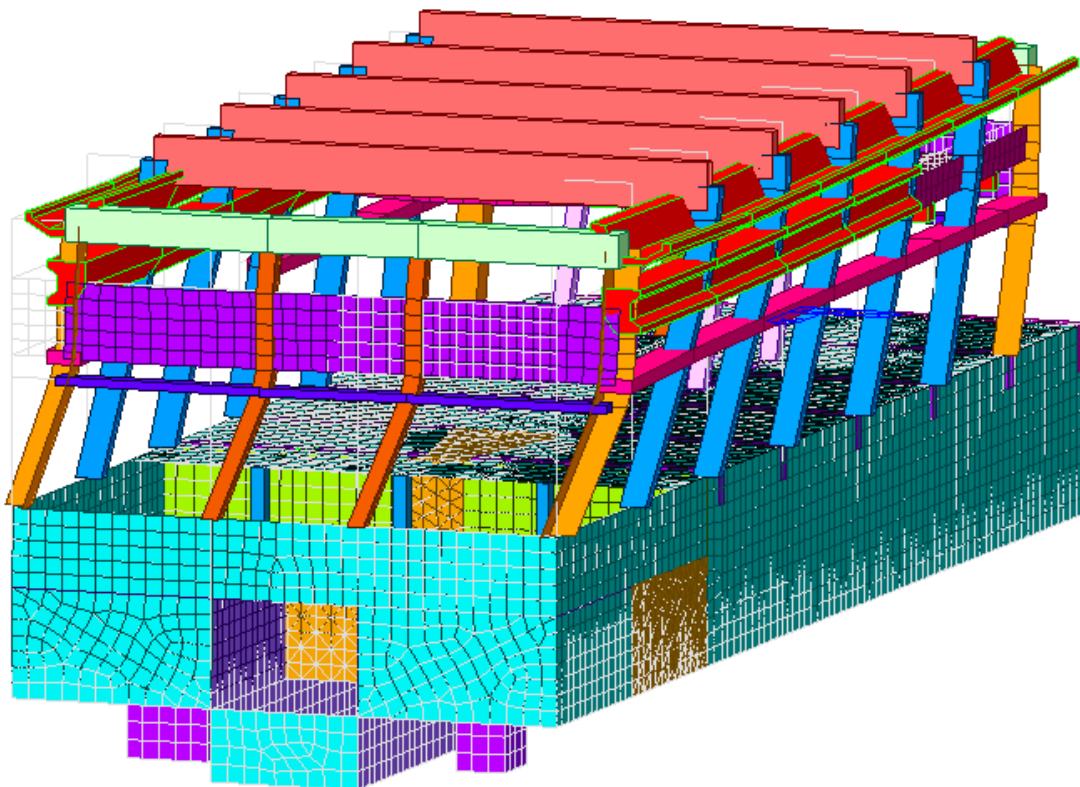


Figura 7-8 – Modo 2 Ante-Operam $T=0.3502\text{sec}$ – Massa Partecipante in dir. y 81.46%

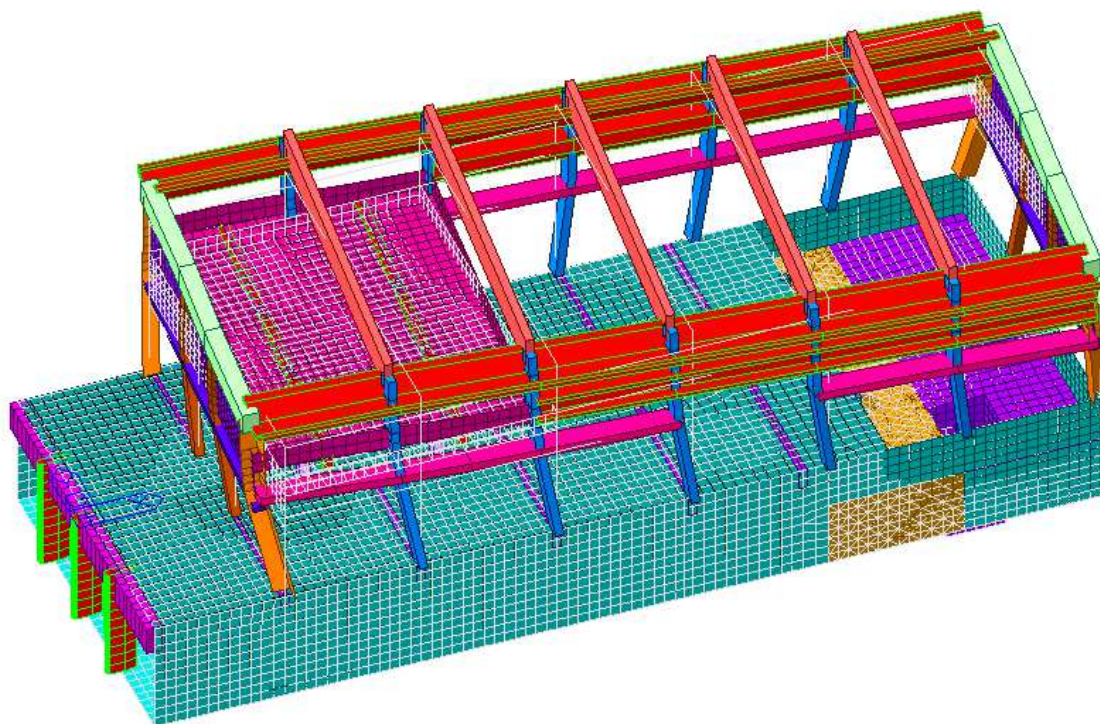


Figura 7-9 – Modo 3 Ante-Operam $T=0.2806\text{sec}$ – Massa Partecipante in dir. z 83.02%

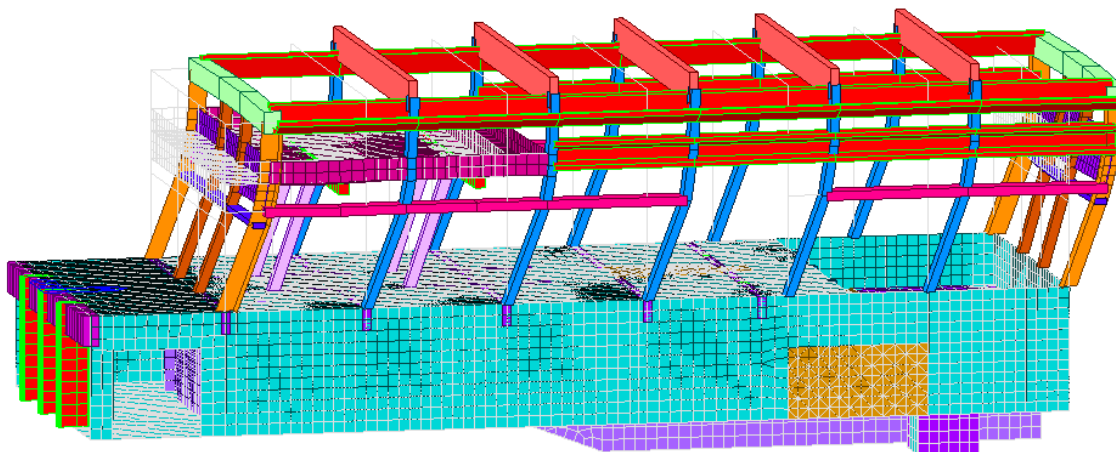


Figura 7-10 – Modo 1 Post-Operam $T=0.4019\text{sec}$ – Massa Partecipante in dir. x 99.17%

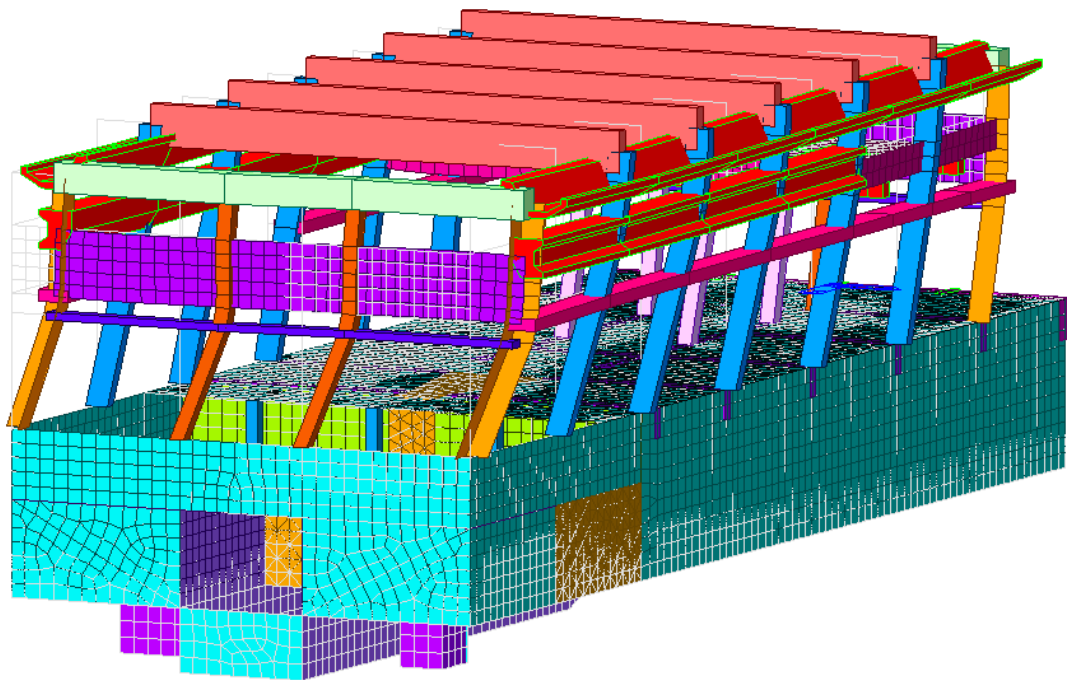


Figura 7-11 – Modo 2 Post-Operam $T=0.3502\text{sec}$ – Massa Partecipante in dir. y 81.49%

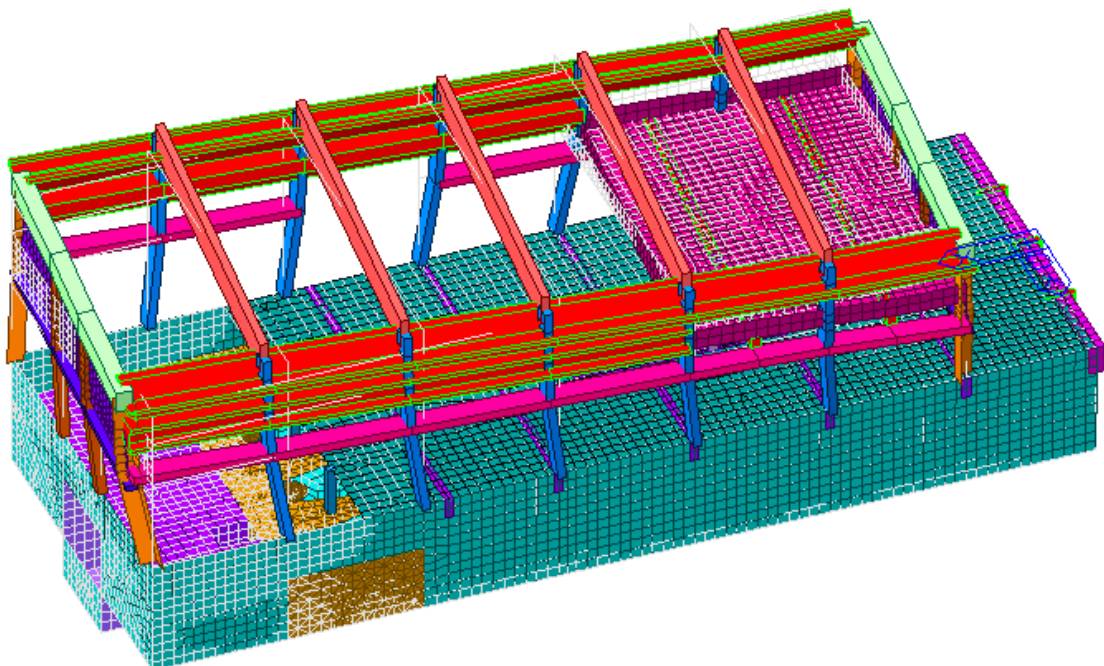


Figura 7-12 – Modo 3 Post-Operam $T=0.2806\text{sec}$ – Massa Partecipante in dir. z 83.05%

Tabella 1 – RISULTATI MODALE MODELLO ANTE-OPERAM

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode	Frequency		Period	Tolerance								
	No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1.0000	15.6396	2.4891	0.4017	2.9497e-027								
	2.0000	17.9439	2.8559	0.3502	2.9497e-027								
	3.0000	22.3972	3.5646	0.2805	2.9497e-027								
	4.0000	44.9310	7.1510	0.1398	2.9497e-027								
	5.0000	45.5232	7.2452	0.1380	2.9497e-027								
	6.0000	63.5869	10.1202	0.0988	4.3714e-026								
	7.0000	65.0646	10.3554	0.0966	1.5583e-025								
	8.0000	78.0824	12.4272	0.0805	1.1753e-022								
	9.0000	80.3896	12.7944	0.0782	1.2663e-020								
	10.0000	81.7417	13.0096	0.0769	5.6766e-021								
	11.0000	84.9458	13.5195	0.0740	3.9474e-020								
	12.0000	89.7638	14.2864	0.0700	2.0495e-018								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	No	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1.0000	99.1744	99.1744	0.0014	0.0014	0.0007	0.0007	0.0000	0.0000	0.0328	0.0328	0.0042	0.0042
	2.0000	0.0038	99.1782	81.4681	81.4695	0.0000	0.0007	0.0078	0.0078	0.0000	0.0328	15.6094	15.6136
	3.0000	0.0020	99.1802	15.6706	97.1402	0.0000	0.0007	0.0632	0.0710	0.0000	0.0329	83.0246	98.6381
	4.0000	0.0109	99.191	0.0004	97.140	0.0003	0.0010	0.0000	0.0710	0.0004	0.0332	0.0002	98.638

			1		6								4
	5.0000	0.0000	99.1911	0.6249	97.7655	0.0000	0.0010	0.0217	0.0928	0.0001	0.0333	0.4213	99.0596
	6.0000	0.0003	99.1914	0.4110	98.1764	0.0000	0.0010	0.2416	0.3344	0.0002	0.0335	0.2145	99.2741
	7.0000	0.0007	99.1921	0.0654	98.2418	0.0000	0.0010	0.0437	0.3781	0.0001	0.0335	0.0033	99.2774
	8.0000	0.0552	99.2473	0.0000	98.2418	0.0742	0.0751	0.0000	0.3781	0.0001	0.0337	0.0000	99.2774
	9.0000	0.2699	99.5172	0.0001	98.2419	0.0319	0.1070	0.0001	0.3781	0.1865	0.2202	0.0000	99.2774
	10.0000	0.0109	99.5281	0.0004	98.2423	1.2229	1.3299	0.0001	0.3782	0.0148	0.2350	0.0000	99.2774
	11.0000	0.0001	99.5283	0.8107	99.0530	0.0021	1.3320	0.4783	0.8565	0.0001	0.2351	0.0019	99.2793
	12.0000	0.0001	99.5284	0.2415	99.2945	0.0006	1.3325	0.1198	0.9763	0.0004	0.2354	0.0126	99.2919

Tabella 2 - RISULTATI MODALE MODELLO POST-OPERAM

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1.0000	15.6330	2.4881	0.4019	2.9448e-027		
	2.0000	17.9424	2.8556	0.3502	2.9448e-027		
	3.0000	22.3921	3.5638	0.2806	2.9448e-027		
	4.0000	44.9308	7.1510	0.1398	2.9448e-027		
	5.0000	45.5227	7.2452	0.1380	2.9448e-027		
	6.0000	63.5854	10.1199	0.0988	3.1008e-026		
	7.0000	65.0645	10.3553	0.0966	2.9448e-027		
	8.0000	78.0824	12.4272	0.0805	4.0692e-021		

	9.0000	80.3896	12.7944	0.0782	9.5645e-021								
	10.0000	81.7417	13.0096	0.0769	6.7093e-020								
	11.0000	84.9449	13.5194	0.0740	9.7914e-020								
	12.0000	89.7636	14.2863	0.0700	3.4940e-018								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1.0000	99.1731	99.1731	0.0022	0.0022	0.0007	0.0007	0.0000	0.0000	0.0324	0.0324	0.0049	0.0049
	2.0000	0.0053	99.1784	81.4913	81.4935	0.0000	0.0007	0.0077	0.0077	0.0000	0.0325	15.5848	15.5896
	3.0000	0.0021	99.1805	15.6475	97.1410	0.0000	0.0007	0.0632	0.0709	0.0000	0.0325	83.0485	98.6381
	4.0000	0.0109	99.1914	0.0004	97.1415	0.0003	0.0009	0.0000	0.0709	0.0004	0.0329	0.0003	98.6384
	5.0000	0.0001	99.1915	0.6248	97.7662	0.0000	0.0009	0.0218	0.0927	0.0001	0.0329	0.4218	99.0601
	6.0000	0.0003	99.1918	0.4107	98.1769	0.0000	0.0009	0.2411	0.3338	0.0002	0.0332	0.2143	99.2744
	7.0000	0.0007	99.1925	0.0652	98.2421	0.0000	0.0009	0.0436	0.3774	0.0001	0.0332	0.0033	99.2777
	8.0000	0.0552	99.2476	0.0000	98.2421	0.0742	0.0751	0.0000	0.3774	0.0001	0.0334	0.0000	99.2777
	9.0000	0.2699	99.5175	0.0001	98.2422	0.0319	0.1070	0.0001	0.3774	0.1865	0.2198	0.0000	99.2777
	10.0000	0.0109	99.5285	0.0004	98.2426	1.2231	1.3300	0.0001	0.3775	0.0148	0.2346	0.0000	99.2777
	11.0000	0.0001	99.5286	0.8103	99.0530	0.0020	1.3321	0.4778	0.8553	0.0001	0.2347	0.0019	99.2796
	12.0000	0.0001	99.5287	0.2413	99.2943	0.0006	1.3326	0.1194	0.9748	0.0004	0.2351	0.0125	99.2922

Come evidenziato dalla **Tabella 1** e **Tabella 2** la variazione dei modi di vibrare è molto bassa e comunque sotto al 15% così come indicato nel documento “Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti” emesso dalla Regione Toscana nel 2012, si può affermare che l’intervento dunque non altera in modo significativo la rigidezza globale della struttura.

7.1.7.2 Verifiche Locali

Per valutare l’inserimento di eventuali irrigidimenti a livello locale si è calcolata la rigidezza complessiva della parete interessata dall’intervento.

TIPOLOGIA PARETE

CALCESTRUZZO

E	32000 N/mm ²	Modulo elastico
G	13300 N/mm ²	Modulo a taglio
τ_0	0.6 N/mm ²	Resistenza a taglio
fm	30 N/mm ²	Resistenza a compressione
γ	25 kN/m ³	Peso
	1	Riduzione rigidezze

PARAMETRI DI CALCOLO

E	32000 N/mm ²	Modulo elastico di calcolo
G	13300 N/mm ²	Modulo a taglio di calcolo
τ_{0d}	0.6 N/mm ²	Resistenza a taglio di calcolo
fd	30 N/mm ²	Resistenza a compressione di calcolo

COMPORAMENTO PANNELLO

doppio incastro

n= 12

PANNELLO SENZA APERTURA		
L	45.2 m	lunghezza
h	5.6 m	altezza
t	0.8 m	spessore
pp	0.115 N/mm ²	tensione dovuta al peso proprio
σ	0.011 N/mm ²	tensione di compressione dovuta ai carichi
σ_0	0.126 N/mm ²	tensione di compressione nel pannello media
A	36.16 m ²	Area
J	6156.36 m ⁴	Inerzia
RIGIDEZZA		
Km	71188200 kN/m	rigidezza maschio

PANNELLO CON APERTURA	
RIGIDEZZA	
Km=Km1+Km2+Km3+Km4+...=	63358537 kN/m
	12.36

MASCHIO 1		
L	1 m	lunghezza
h	5.60 m	altezza
t	0.8 m	spessore
pp	0.126 N/mm2	tensione dovuta al peso proprio
σ	0.012 N/mm2	tensione di compressione dovuta ai carichi
σ_0	0.138 N/mm2	tensione di compressione nel pannello media
A	0.8 m2	Area
J	0.07 m4	Inerzia

RIGIDEZZA		
Km	133483.2 kN/m	rigidezza maschio

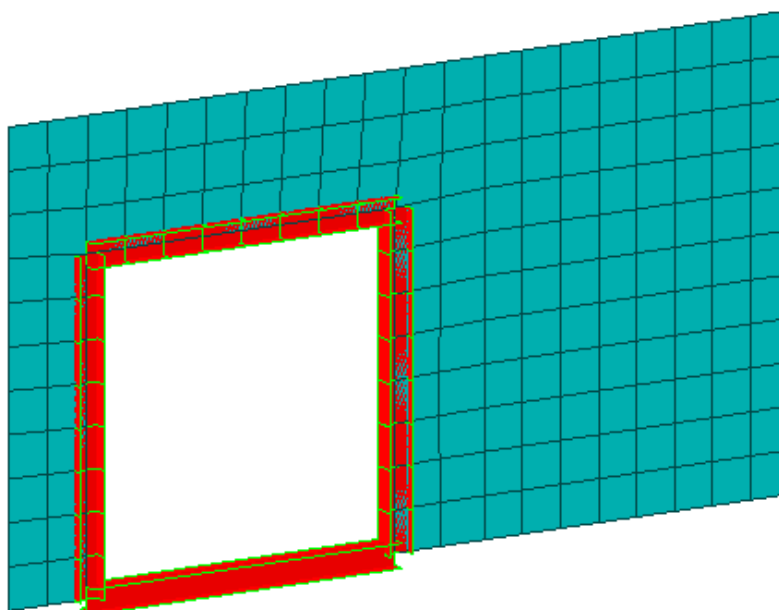
MASCHIO 2		
SE NON C'è, IL VALORE NELLE CELLE GIALLE DEVE ESSERE 0		
L	40.2 m	lunghezza
h	5.60 m	altezza
t	0.8 m	spessore
pp	0.126 N/mm2	tensione dovuta al peso proprio
σ	0.012 N/mm2	tensione di compressione dovuta ai carichi
σ_0	0.138 N/mm2	tensione di compressione nel pannello media
A	32.16 m2	Area
J	4330.99 m4	Inerzia
RIGIDEZZA		
Km	63225054 kN/m	rigidezza maschio

La differenza in percentuale di rigidezza tra i due sistemi risulta essere pari:

$$\text{Diff: } [k_{m_{sa}} - k_{m_{ca}}] / k_{m_{sa}} = \mathbf{12.36\%}$$

Che è al di sotto del valore limite del 15% così come indicato nel documento "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" emesso dalla Regione Toscana nel 2012.

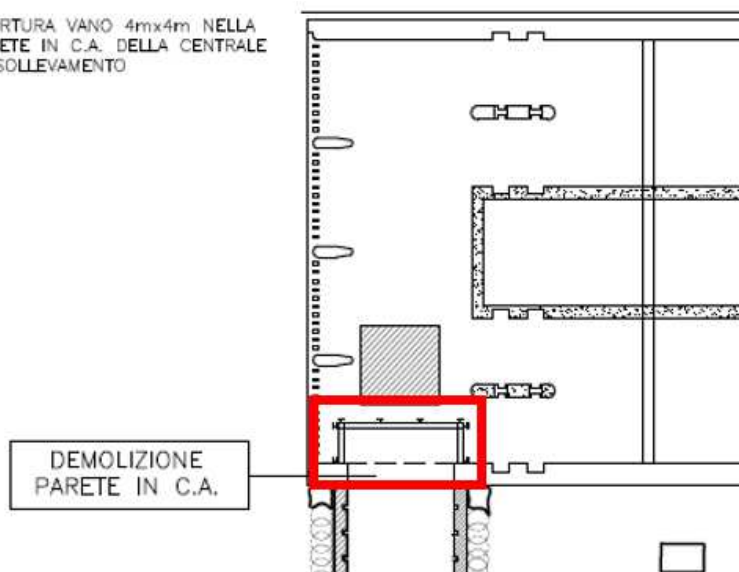
Nonostante la differenza di rigidezza è al di sotto del 15% si installeranno in opera delle cerchiature in acciaio HEB300.



7.1.7.3 Verifica della struttura provvisoria in acciaio per il lavoro sub-acqueo

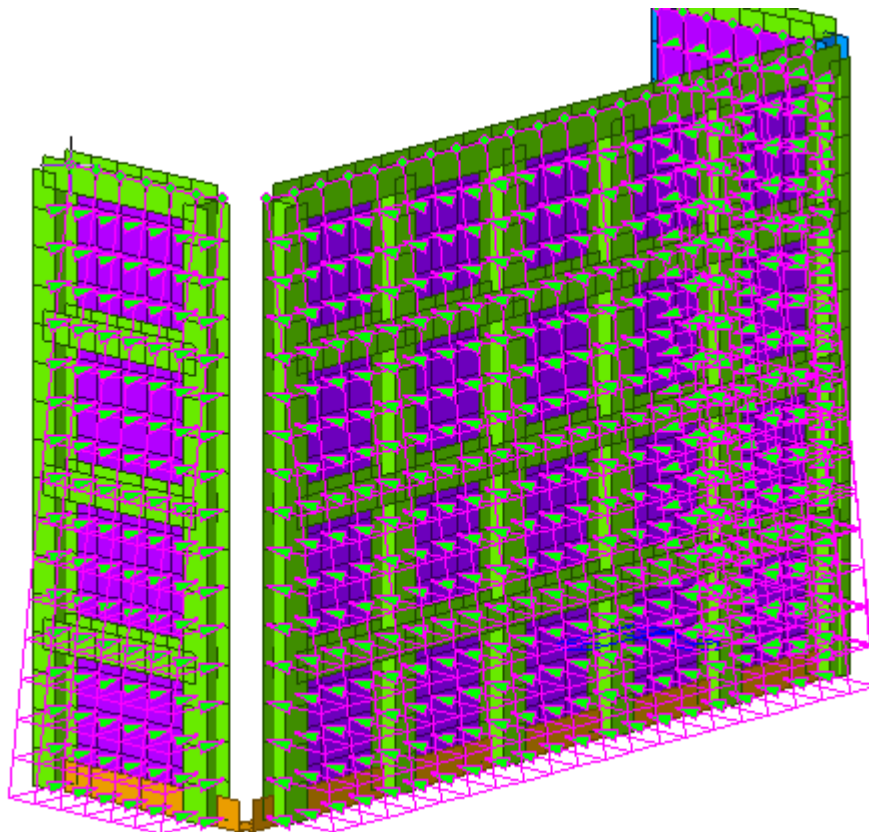
Per la creazione di una camera vuota a contatto con la parete da demolire è stata progettata una struttura in acciaio in grado di resistere alla spinta dell'acqua d'invaso e a garantire l'impermeabilità tra vasca interna e camera vuota (Figura seguente)

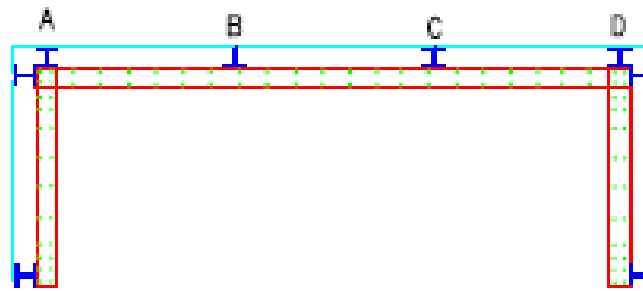
4A. APERTURA VANO 4mx4m NELLA PARETE IN C.A. DELLA CENTRALE DI SOLLEVAMENTO



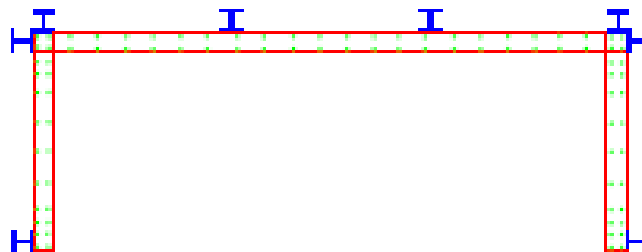
Di seguito è riportato il modello agli elementi finiti con relativo carico applicato dovuto a 4m di tirante idraulico (40kN/m^2). La connessione tra il pannello lungo

4m e quelli di lunghezza 1m è garantita da un vincolo di cerniera posta nei punti di connessione con i traversi orizzontali.

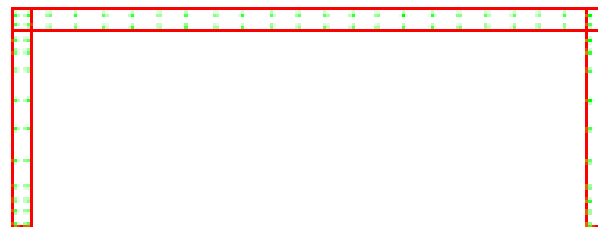




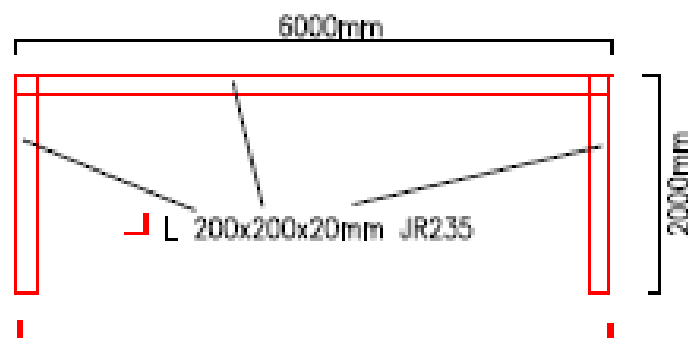
4. INSTALLAZIONE PIASTRE DI ACCIAIO DI TENUTA



3. INSTALLAZIONE TRAVI HEB 200

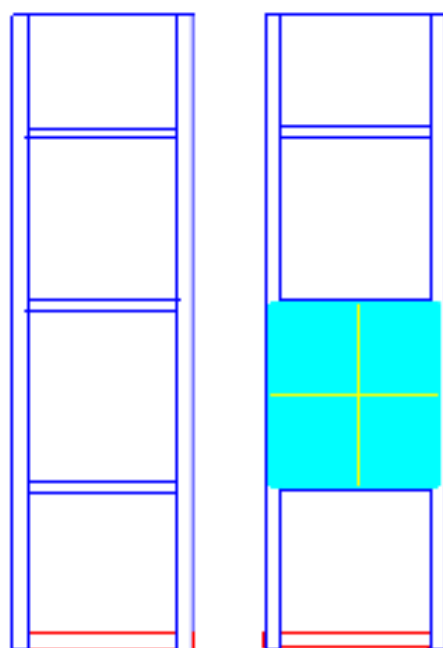


AGGIUNTA DI PIASTRE TRAMITE FORI DA 20mm E PERNI ANCORATI CON CHI



INSTALLAZIONE SUL FONDO DI PROFLATI A L IN ACCIAIO

PROSPETTO DI FRONTE DI UN MODULO PREASSEMBLATO



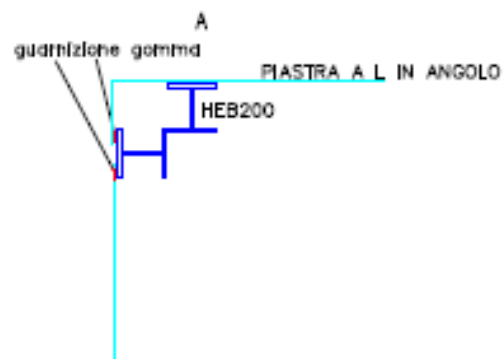
PIASTRA DI ACCIAIO PER TENUTA STAGNA
2000x2000x10mm CON COSTOLE
GUARNIZIONE DI GOMMA SUI BORDI
BULLONI E DADI PER FISSAGGIO
ALLA STRUTTURA HEB200

STRUTTURA HEB200 ASSEMBLATA FUORI ACQUA A MODULI DI 2m

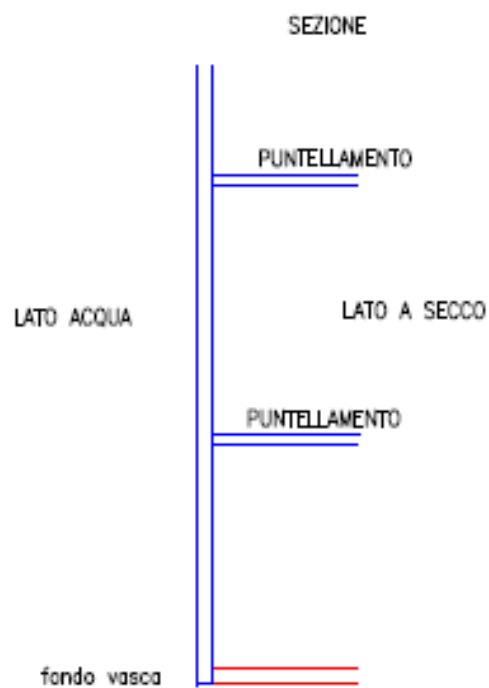
MOVIMENTAZIONE TRAMITE PALLONI AD ARIA DI ALLEGGERIMENTO

TUTTE LE TENUTE SONO GARANTITE CON RESINA

EPOSSIDICA SUBACQUEA, E GUARNIZIONI IN GOMMA PER LE PIASTRE



5. PARTICOLARE DELLA ZONA D'ANGOLO



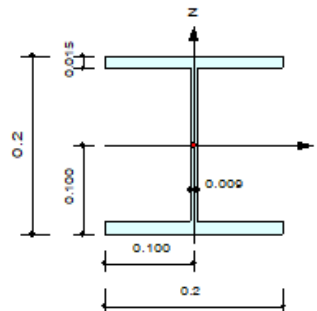
I MODULI SULLE TRAVI HEB NEL PUNTO B , C AVRANNO UN PUNTELLAMENTO

Verifica a SLU

Di seguito sono riportate le verifiche a SLU della carpenteria in acciaio.

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 16
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEB200_2 (No:3)
 (Rolled : HEB200).
 Member Length : 4.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 92.8460 (LCB: 1, POS:1)
 Bending Moments My = -14.747, Mz = -0.8666
 End Moments Myi = -14.747, Myj = -12.137 (for Lb)
 Myi = -14.747, Myj = -3.9384 (for Ly)
 Mzi = -0.8666, Mzj = 0.99166 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -9.0241 (LCB: 1, POS:1/4)
 Fzz = 13.5169 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01500
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01500
Area	0.00781	Asz	0.00180
Oyb	0.03445	Ozb	0.00500
Iyy	0.00006	Izz	0.00002
Ybar	0.10000	Zbar	0.10000
Wely	0.00057	Welz	0.00020
ry	0.08540	rz	0.05070

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4.00000, Lz = 0.25000, Lb = 0.25000
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 93.7 < 200.0$ (Memb:16, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 92.85/2520.50 = 0.037 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 14.747/207.191 = 0.071 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.8666/97.9292 = 0.009 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.117 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.008 < 1.000$ O.K

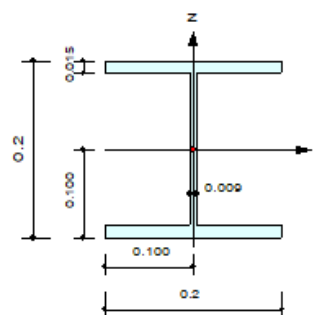
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.029 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/500.0 = 0.0080 > 0.0006$ (Memb:16, LCB: 2, Dir-X)..... O.K

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 24
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEB200_1 (No:2)
 (Rolled : HEB200).
 Member Length : 4.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -179.40 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = -31.920, Mz = 0.30836
 End Moments Myi = -31.920, Myj = -17.301 (for Lb)
 Myi = -31.920, Myj = -0.3639 (for Ly)
 Mzi = 0.30836, Mzj = 0.09647 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.8588 (LCB: 1, POS:J)
 Fzz = -58.475 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01500
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01500
Area	0.00781	Asz	0.00180
Oyb	0.03445	Ozb	0.00500
Iyy	0.00006	Izz	0.00002
Ybar	0.10000	Zbar	0.10000
Wely	0.00057	Welz	0.00020
ry	0.08540	rz	0.05070

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4.00000, Lz = 0.25000, Lb = 0.25000
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 93.7 < 200.0$ (Memb:24, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 179.40/1170.07 = 0.153 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 31.920/207.191 = 0.154 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.3084/97.9292 = 0.003 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $R_{NRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Ny_Rd}, M_{Edz}/M_{Nz_Rd}]$
 $R_{max1} = (M_{Edy}/M_{Ny_Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{Nz_Rd})^{Beta}$
 $R_{com} = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy}*A*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{b_LT1} = (k_{yy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (k_{yz}*M_{sdz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz}*A*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{b_LT2} = (K_{zy}*M_{Edy})/(X_{i_LT}*W_{ply}*fy/Gamma_{M1}) + (K_{zz}*M_{sdz})/(W_{plz}*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{NRd}, R_{max1}, (R_{com}+R_{bend}), MAX(R_{c_LT1}+R_{b_LT1}, R_{c_LT2}+R_{b_LT2})] = 0.293 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.126 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/500.0 = 0.0080 > 0.0048$ (Memb:24, LCB: 2, Dir-Y)..... O.K

7.2 VASCA DI CARICO ESISTENTE

Descrizione dell'opera

La Vasca di Carico sorge nel Comune di Salisano in provincia di Rieti, dagli elaborati progettuali a disposizione di si può affermare che la progettazione è antecedente al 1966.

La vasca ha la funzione di discontinuità idraulica raccogliendo l'acqua proveniente dal tronco superiore del Peschiera per inviarlo alla centrale di Salisano. Nel periodo che va dal 1966 al 1971 è stato inserito un collegamento per la nuova vasca di carico ed è stato messo fuori servizio il vecchio scarico che porta al torrente La Rocca.

A livello strutturale la struttura può essere assimilata a due cilindri concentrici in c.a. di diametri rispettivamente 8.8m e 11.8m. Il primo assolve la funzione di vasca vera e propria che mette in connessione tronco superiore del Peschiera, centrale di Salisano e Nuova vasca di carico, il secondo invece è quello a cui è connessa la copertura del manufatto. L'intercapedine tra i due cilindri funge da scarico di fondo ormai sostituito dalla connessione con la nuova vasca di carico.

Il Solaio della vasca e le pareti dell'involucro esterno hanno uno spessore di 80 cm mentre vasca interna e copertura hanno uno spessore rispettivamente di 35cm e 65cm.

7.2.1 Descrizione dell'intervento previsto

L'intervento previsto per collegare il nodo S con la vecchia vasca di carico consiste nell'allargare, praticando un foro di diametro 3.4m, l'apertura già presente per lo scarico di fondo (si veda Figura 7-13 e Figura 7-14).

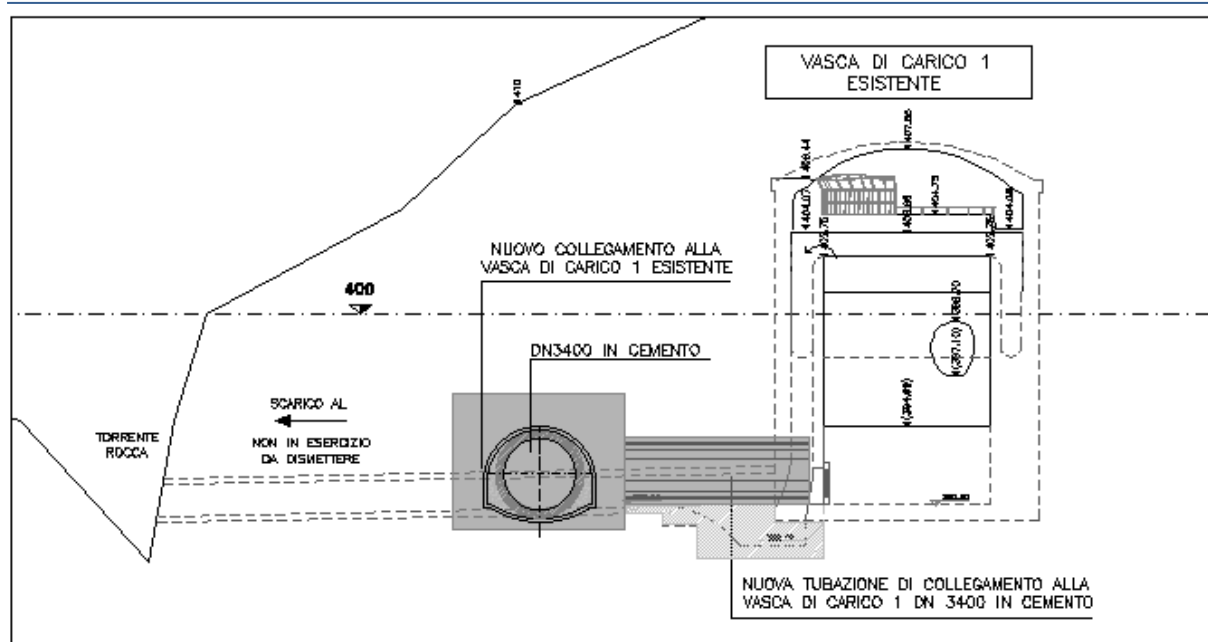


Figura 7-13 - SEZ. A-A Post-Operam

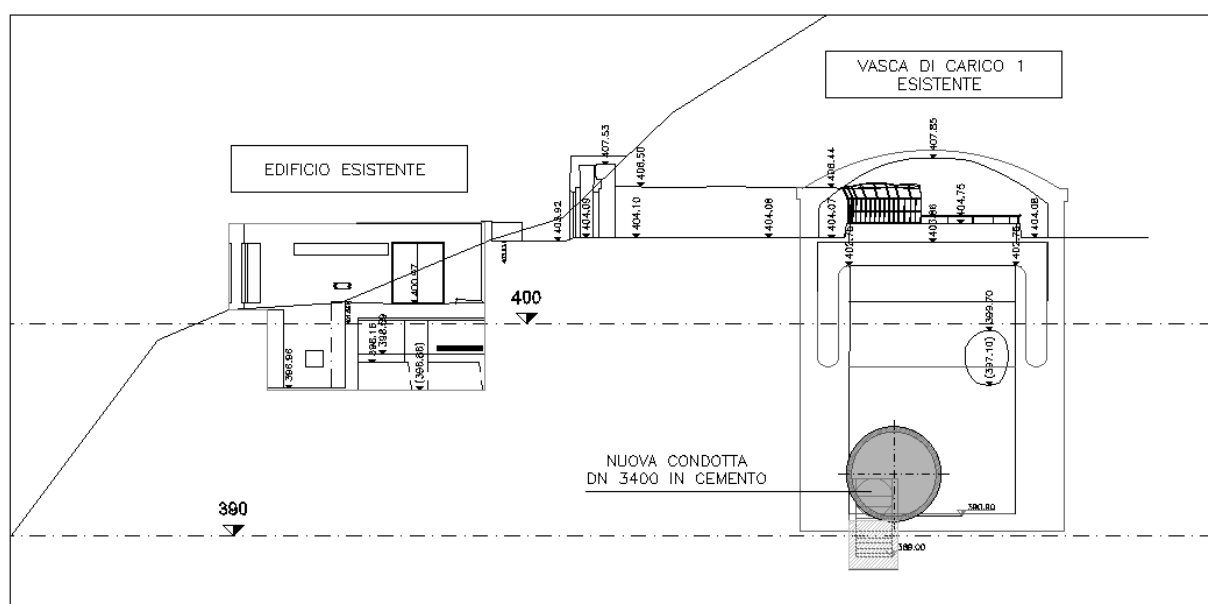


Figura 7-14 - SEZ. B-B Post-Operam

L'intervento è stato pensato per evitare eventuali fuori servizio della centrale stessa e si articola nelle seguenti fasi:

- Scavo della galleria in naturale DN3400 a ridosso della vasca di carico
- Svuotamento e fuori servizio della vasca di carico
- Avanzamento della galleria in naturale DN3400 fino alla vasca di carico previo demolizione ed allargamento del vecchio scarico

- Inserimento di cerchiatura in acciaio per il sostegno del foro

7.2.2 Requisiti e standard dell'opera secondo le normative vigenti all'epoca di costruzione

Dagli elaborati progettuali si è riscontrato che la progettazione è antecedente l'anno 1966. All'epoca della progettazione risultavano pertanto vigenti le seguenti norme tecniche:

Regio Decreto 16 novembre 1939 n.2228 e n.2229

2228 – Norme per l'accettazione dei leganti idraulici.

2229 - norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.

7.2.2.1 Qualità dei materiali

	Nella sollecitazione di pressione semplice		Nella sollecitazione di flessione e di flessione e pressione	
	σ_c	$\sigma_{r,28}$	σ_c	$\sigma_{r,28}$
	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	35	120	40	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	45	160	50	160
In caso di controllo periodico della resistenza cubica	60	180	75	225

	Tensione tangenziale massima oltre la quale il taglio deve essere affidato esclusivamente alle armature	Tensione tangenziale massima
Carico di sicurezza per la sollecitazione di taglio	T_c	T_{c_max}
	Kg/cm ²	Kg/cm ²

Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	4	14
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	6	16

	Carico di sicurezza a trazione <small>Non dovrà superare la metà del carico di snervamento</small>	Carico di rottura per trazione	Limite di snervamento	Allungamento di rottura
	Kg/cm ²	Kg/mm ²	Kg/mm ²	
Acciaio dolce (resistenza minima del conglomerato 160 kg/cm ²)	1400	42-50	>23	>20%
Acciaio semiduro (con cemento ad alta resistenza per diametri della barra non superiore a 30mm)	2000	50-60	>27	>16%
Acciaio duro (con cemento ad alta resistenza per diametri della barra non superiore a 30mm)	2000	60-70	>31	>14%

7.2.2.2 Regole sui dettagli costruttivi

ARMATURA LONGITUDINALE

Le membrature sollecitate a pressione assiale centrata od eccentrica di sezione quadrata o poligonale regolare debbono avere un'armatura longitudinale di sezione non inferiore al 0,8 % di quella del conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia minore di 2000 cm².; non inferiore a 0,5% della sezione di conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia maggiore di 8.000 cm²., adottando nei casi intermedi la variazione lineare.

STAFFE

Di regola metà degli sforzi taglianti deve essere assorbita dalle staffe e la rimanente parte dai ferri piegati. Le membrature devono essere munite di staffatura continua o discontinua con passo o distanza non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale.

COPRIFERRO

L'articolo 37 della Normativa recita:

Qualsiasi superficie metallica deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno centimetri 0,8 se si tratta di soletta, e di centimetri 2 se trattasi di nervatura. Fra le superficie delle barre di ferro vi deve essere in ogni direzione, una distanza uguale almeno al diametro delle medesime ed in ogni, caso non inferiore a centimetri 2.

7.2.2.3 Criteri di verifica

Le caratteristiche di sollecitazione sono determinate con i metodi della scienza delle costruzioni in base alle condizioni più sfavorevoli di carico.

All'art. 22 la Normativa recita:

Nel valutare gli enti geometrici delle sezioni trasversali delle strutture staticamente indeterminate per il calcolo delle incognite iperstatiche, le aree degli elementi superficiali metallici

debbono essere affette da coefficiente: $n=E_t/E_0$ che mancanza di una diretta determinazione sperimentale, si assume di regola costante ed uguale a 10 per i conglomerati di cementi normali; 8 per quelli di cementi ad alta resistenza e 6 per quelli di cemento alluminoso, supponendo di regola

che il conglomerato reagisca anche a trazione.

Se la sezione complessiva dell'armatura metallica è inferiore al 2% di quella del conglomerato si può prescindere dalla presenza dell'armatura.




All'art. 29 la Normativa recita:

Il calcolo delle tensioni massime del conglomerato e della armatura metallica ed il dimensionamento diretto delle sezioni sono eseguiti con i metodi della scienza delle costruzioni per i solidi omogenei, assumendo per sezione resistente quella costituita dall'area del conglomerato che risulta compressa e dalle aree metalliche affette dal coefficiente: $n=E_t/E_0$ e prescindendo di regola dalla presenza del conglomerato eventualmente teso.

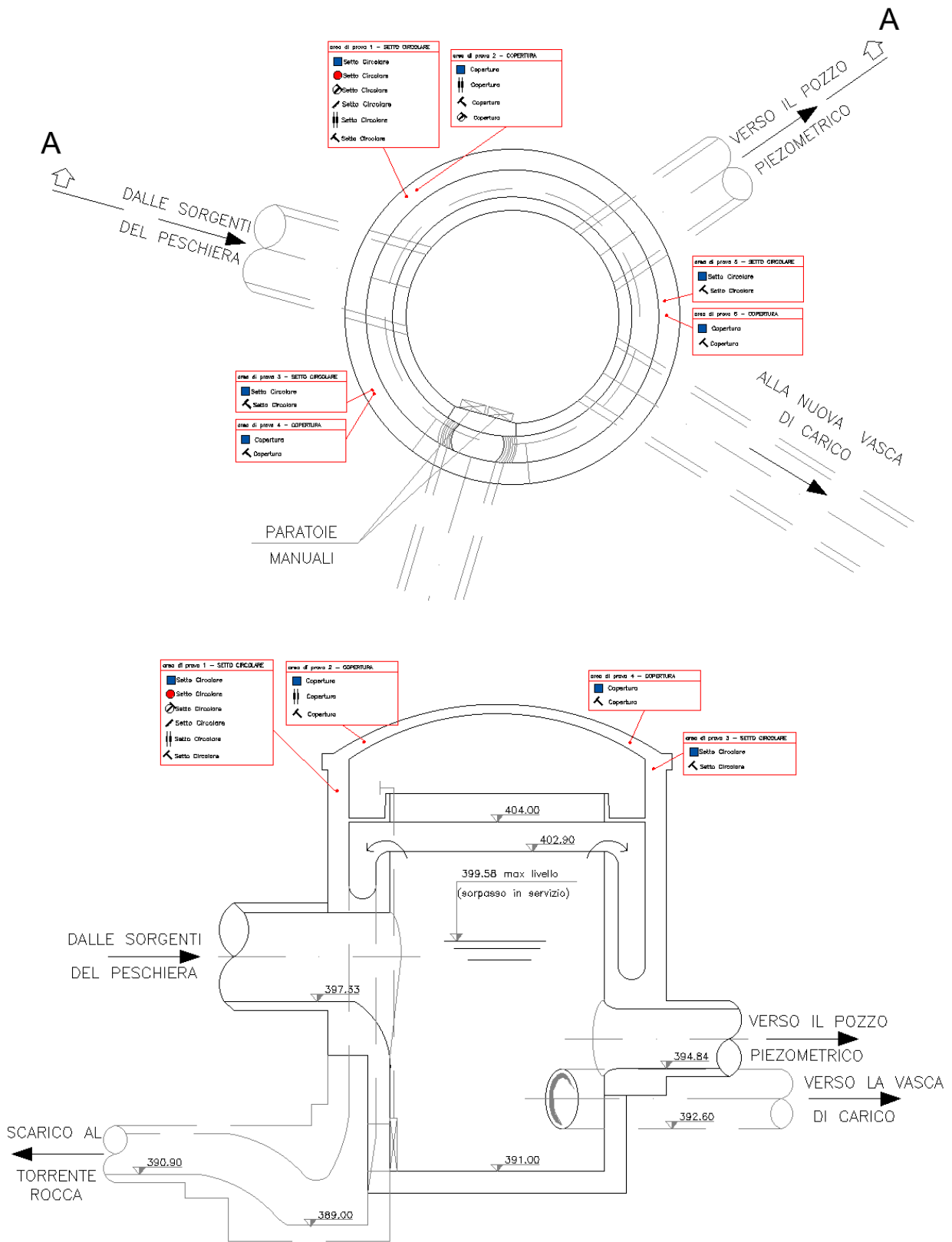
7.2.3 Indagini diagnostiche strutturali eseguite

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali si è fatto sia utile riferimento alle Normative vigenti all'epoca della costruzione che a quanto desumibile dalle indagini in sito.

Gli esiti delle indagini sono contenuti nell'elaborato allegato alla presente relazione. Di seguito vengono riportate le ubicazioni delle indagini previste.

LEGENDA	
 n	PACOMETRO
 n	SONREB
 n	CAROTAGGIO
 n	PRELIEVO BARRA ARMATURA
 n	DEMOLIZIONE COPRIFERRO
 n	GEORADAR
 n	POTENZIALE DI CORROSIONE

* prevedere la locale demolizione del copriferro per verificare il diametro delle armature



7.2.3.1 Materiali esistenti in opera

Per la valutazione delle proprietà dei materiali in opera sono state svolte prove non distruttive e distruttive. Nello specifico per il calcestruzzo sono stati effettuati dei carotaggi sottoposti poi a prove di schiacciamento per la valutazione della resistenza a compressione. Sono state svolte prove non distruttive ultrasoniche e sclerometriche, da correlare mediante il metodo SONREB. Per l'acciaio sono stati prelevati campioni di barre in acciaio da sottoporre a prove di trazione e prove durometriche.

7.2.3.1.1 CALCESTRUZZO

Per il calcestruzzo si analizzano i risultati delle prove in sito sia mediante il metodo SONREB, il metodo SONREB correlato alle prove di schiacciamento correlato ai risultati di schiacciamento che mediante il metodo HOLOS.

Il metodo Sonreb (SONic+REBound) consiste nell'accoppiare i risultati derivanti da due diverse tipologie di prove non distruttive: le prove Sclerometriche e le prove Ultrasoniche. L'uso combinato delle due prove consente di compensare in parte gli errori commessi usando singolarmente le due metodologie.

Le prove sclerometriche consistono nel misurare l'altezza di rimbalzo (indice di rimbalzo S) di una bassa battente d'acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione a contatto della superficie di prova. Mediante delle curve, in dotazione allo strumento o diversamente ottenute, l'indice di rimbalzo viene correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo R_c .

Le prove ultrasoniche consistono nel misurare il tempo impiegato da onde soniche, di frequenza compresa tipicamente nell'intervallo 40-120 kHz, ad attraversare un mezzo compreso tra il trasduttore trasmettente Tx e quello ricevente Tr. Se ne ricava la velocità di propagazione ed attraverso questa attraverso delle curve di correlazione la resistenza del calcestruzzo.

L'applicazione del metodo Sonreb richiede la valutazione dei valori locali della velocità ultrasonica V e dell'indice di rimbalzo S a partire dai quali è possibile ottenere la resistenza del calcestruzzo R_c mediante espressioni del tipo:

$$R_c = a \cdot S^b \cdot V^c$$

R_c : Resistenza cubica a compressione [MPa]

S: Indice Sclerometrico

V: Velocità ultrasonica [m/s]

Per una corretta elaborazione dei risultati delle prove sul calcestruzzo conviene adottare procedure che mettono in relazione i risultati delle indagini non distruttive con quelli ricavati da carotaggi.

La resistenza delle carote prelevate va convertita nella corrispondente resistenza del calcestruzzo in-situ prima di essere adoperata nei calcoli di verifica.

Per convertire le N resistenze ottenute sulle carote $f_{CAR,i}$ nelle corrispondenti resistenze in situ $f_{CIS,i}$ è stato adoperato il metodo Holos. Tale metodo permette di ricavare $f_{CIS,i}$ applicando a $f_{CAR,i}$ un fattore correttivo F così definito:

$$F = F_{dia} * F_{h/d} * F_{mc} * F_{Tor} * F_{Dir} * F_{Fe} * F_T$$

In cui i vari coefficienti sono desumibili dalle seguenti tabelle:

F_{dia} (Fattore correttivo che tiene conto del diametro della carota):

DIAMETRO CAROTA d (mm)	50	100	150
F_{dia}	1.06	1.00	0.98

$F_{h/d}$ (Fattore correttivo che tiene conto della snellezza della carota):

h/d	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50	1.75	2.00
$R_{c-carota}$							
15 ÷ 20	0.66	0.83	1.00	1.10	1.20	1.27	1.32
21 ÷ 35	0.70	0.84	1.00	1.06	1.16	1.18	1.22
36 ÷ 50	0.75	0.89	1.00	1.04	1.08	1.10	1.12

F_{mc} (Fattore correttivo che tiene conto della modalità di conservazione delle carote):

TIPO DI CONSERVAZIONE	F_{mc}
come ricevute	1.00
in acqua	1.09
essiccate all'aria	0.96

F_{Tor} (Fattore correttivo che tiene conto del "Tormento" durante le operazioni di carotaggio):

R _{c-carota}	10 ÷ 15	16 ÷ 20	21 ÷ 25	26 ÷ 30	31 ÷ 35	36 ÷ 40	> 40
F _{Tor}	1.15	1.12	1.10	1.07	1.05	1.02	1.00

F_{Dir} (Fattore correttivo che tiene conto della direzione di prelievo della carota):

POSIZIONE DEL CAROTAGGIO	F _{Dir}	
	DIREZIONE DI PRELIEVO	
	PARALLELA	PERPENDICOLARE
0 ÷ 1/3h	1.00	1.05
1/3h ÷ 2/3h		1.075
2/3h ÷ h		1.10

F_{Fe} (Fattore correttivo che tiene conto di eventuale presenza di barre d'armatura nella carota):

$$F_{Fe} = 1 + 1.5 \cdot \frac{\phi_r}{d} \cdot \frac{l}{h}$$

F_T (Fattore correttivo che tiene conto della temperatura di maturazione delle strutture, considerato unitario in questo caso):

TEMPO (gg)	1	3	7	21	28	60	90
TEMPERATURA (°C)							
33+37	0.74	0.83	0.91	1.00	1.11	1.11	1.11
28+32	0.77	0.87	0.95	1.02	1.05	1.05	1.05
23+27	0.83	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
18+22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
13+17	1.82	1.33	1.11	1.05	1.00	0.95	0.91
8+12	2.86	1.82	1.33	1.25	1.18	1.00	0.95
3+7	6.67	4.00	2.86	2.50	2.22	1.67	1.33

Il valore medio della resistenza cubica in situ risulta essere:

Carota	d (mm)	h (mm)	CONSERVAZIONI	DIR. Prelievo	Posizione Carotaggio	Φ _{barra} (mm)	L _{barra} (mm)	R _{car}
C1 - pilastro zona 1	104	104	come ricevute	PERPENDICOLARE	0÷1/3h	-	-	17.40

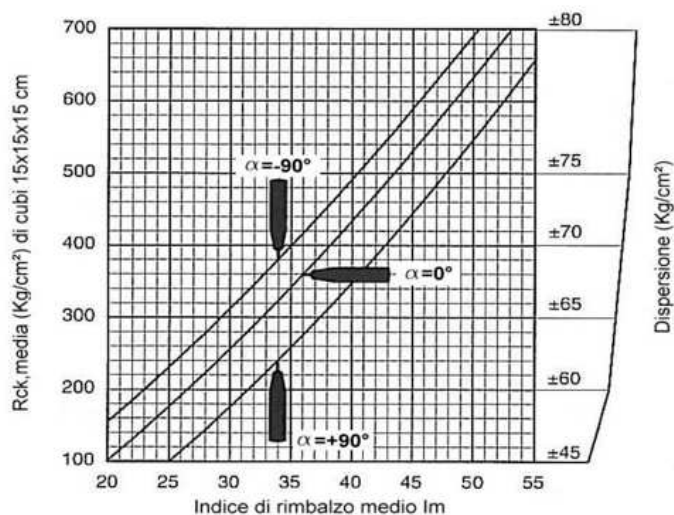
Coefficienti correttivi							
F _{dia}	F _{h/d}	F _{mc}	F _{Dir}	F _{Tor}	F _{Fe}	w	R _{c-is}
0.998	1.000	1.000	1.050	1.120	1.000	1.174	20.43

F_{c,m}
20.43

Non potendo eseguire prove ultrasoniche per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo si sono effettuate esclusivamente prove sclerometriche. La tabella seguente riporta il valore medio della resistenza cubica a compressione per le zone in cui si sono effettuate le prove:

Zona	Ic _{medio}
SETTO S1	32.7
COPERTURA C2	32.2
SETTO S3	30.8
COPERTURA C4	36.7
SETTO S5	26.7
COPERTURA C6	34.4

Media Ic	R _{ck} (Mpa)
32.25	30



Dai valori medi ricavati dalle carote e dalle prove Scelometriche si perviene ad un valor medio di resistenza cubica del calcestruzzo in situ pari a

$$R_{ckm} = (20.43 + 30) / 2 = \mathbf{25.22MPa}$$

7.2.4 Modello di calcolo

La modalità di intervento come indicato nel par. 8.3 delle Norme Tecniche per le costruzioni 2018 e circolare esplicativa ricade nella tipologia di riparazione o interventi locali in quanto modifica una parte limitata della struttura.

Il modello è stato dunque pensato per dimostrare che l'intervento non modifichi in maniera significativa rigidezza, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

Si esegue un'analisi agli elementi finiti della struttura con il programma di calcolo MIDAS-GEN. Il modello tridimensionale del manufatto è riportato nella figura seguente.

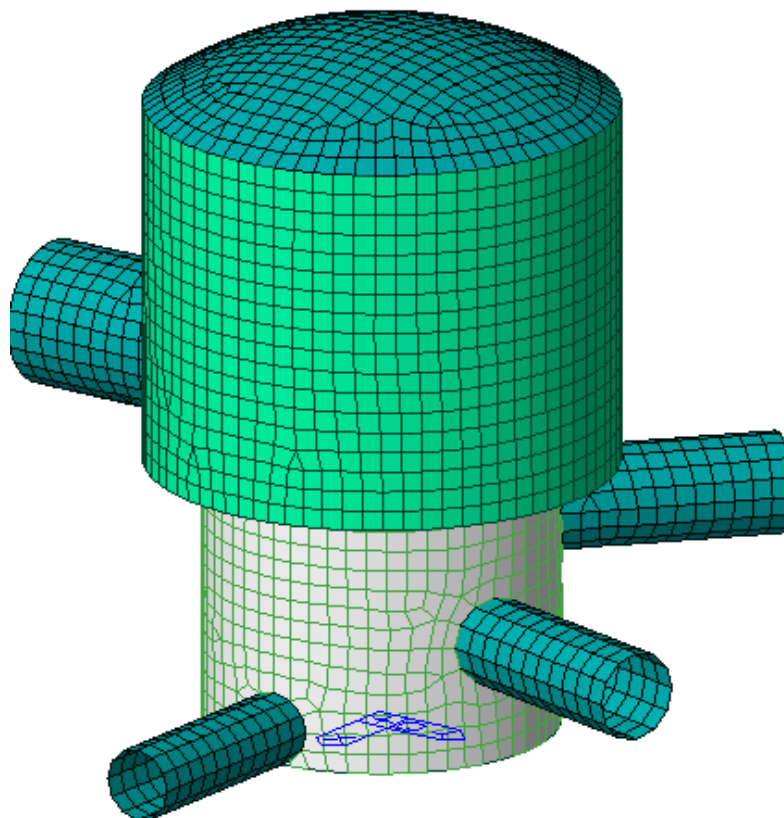
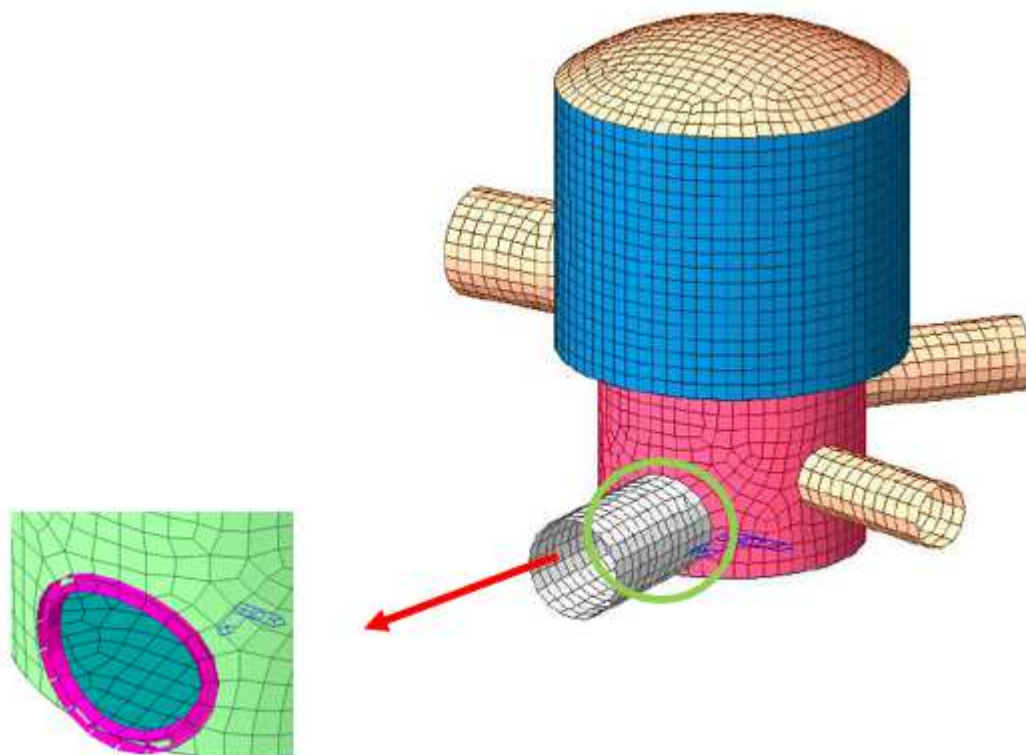


Figura 7-15 - Modello Ante-Operam



CERCHIATURA CON PROFILATI IN ACCIAIO

Figura 7-16 – Modello Post-Operam

Nel modello sono state assunte le caratteristiche meccaniche ricavate nel paragrafo 7.1.4.2 considerando data la numerosità dei campioni un livello di conoscenza LC3 a cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1 così come riportato nella tabella 8.5.IV delle NTC2018 e s.m.i.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

7.2.5 Analisi dei carichi

Peso proprio:

Il peso proprio degli elementi principali della struttura, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria dei vari elementi strutturali con i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

Azioni solaio di copertura quota

Peso Proprio

- Soletta di completamento, $0,05 \times 25 \text{ kN/m}^3_{cls}$ = 1.25 kN/m²

Peso Permanente

- Terreno sovrastante (3m) = 60.00 kN/m²
 - Carico accidentale Neve = 1.14 kN/m²

Azioni solaio interno

Peso Proprio

- Soletta di completamento, $0,1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3_{cls}$ = 2.50 kN/m²
 - Carico accidentale = 2.00 kN/m²

Azioni sulle Pareti laterali

Dati terreno di rinfianco

- Peso terreno saturo $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo d'attrito interno $\phi_i = 30^\circ$

Combinazione A1-M1

$$\sigma_{hM1} (z = 15.6 \text{ m}) = K_{0M1} \cdot \gamma_{nat} \cdot z = 0,500 \cdot 20 \cdot 15.8 = 156.0 \text{ kN/m}^2$$

Spinta statica dell'acqua di invaso

Platea di fondazione

$$p_w (z' = 12.3 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 12.30 = 123.0 \text{ kN/m}^2$$

Pareti bordo vasca

Spinta idrostatica con sviluppo triangolare

$$p_w \text{ max}(z' = 12.3 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 12.30/2 = 61.5 \text{ kN/m}^2$$

Spinta dinamica del terreno

$$p_E (h = 15.80 \text{ m}) = k_h \cdot \gamma \cdot h = 0,283 \cdot 20 \cdot 15.8 = 89.43 \text{ kN/m}^2$$

Il valore di k_h è preso direttamente dagli spettri di normativa per strutture $V_n=100$ anni Classe d'uso IV e cat. Di sottosuolo A e categoria topografica T2 $k_h=0.283g$

Incremento dinamico della spinta dell'acqua di invaso

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca, determinabile integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'} \quad (\text{Westergard 1933})$$

$$q_{\text{max}} (z' = 5.3) = 0,875 \cdot 0,283 \cdot 10 \cdot [(5.3 \cdot 5.3)]^2 = 69.55 \text{ kN/m}^2$$

per l'incremento dinamico si è considerato un livello d'invaso pari 5.3 ovvero nel caso in cui la portata è convogliata verso la centrale di Salisano

7.2.6 Verifiche strutturali

7.2.6.1 Verifiche globali

7.2.6.1.1 ANALISI MODALE

Così come indicato al par. 8.4.1. della circolare esplicativa delle NTC2018 è stata valutata la variazione della risposta globale in termini di rigidità della struttura ANTE e POST-OPERAM. È stata dunque condotta un'analisi modale per entrambi i modelli.

Nell'analisi modale ogni modello è stato incastrato al piano del solaio della vasca (quota 0m). La stessa quota è stata impostata come "zero sismico". Le Figure seguenti mostrano i vincoli applicati alla struttura per l'analisi modale.

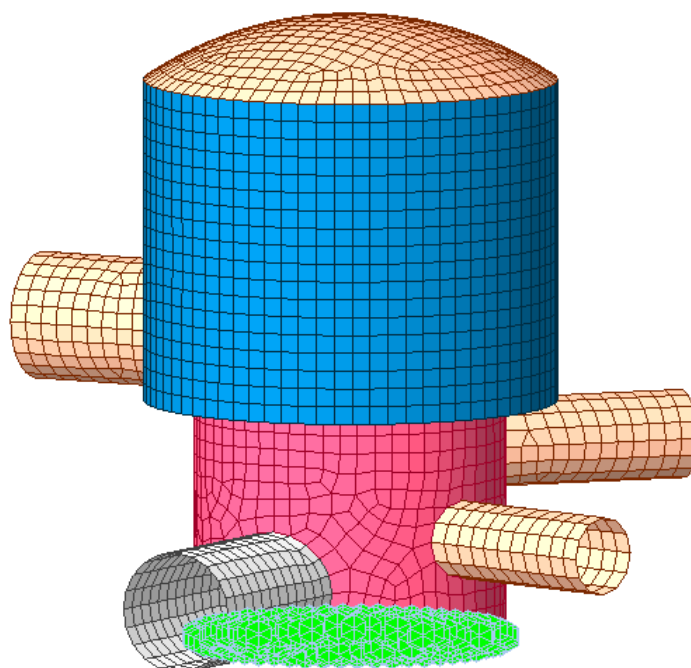


Figura 7-17 - Vincoli d'incastro al piano del solaio della vasca (quota 0.0m)

Le figure seguenti mostrano i primi 3 modi di vibrare per i modelli ANTE e POST-OPERAM e le tabelle di confronto tra i modi di vibrare.

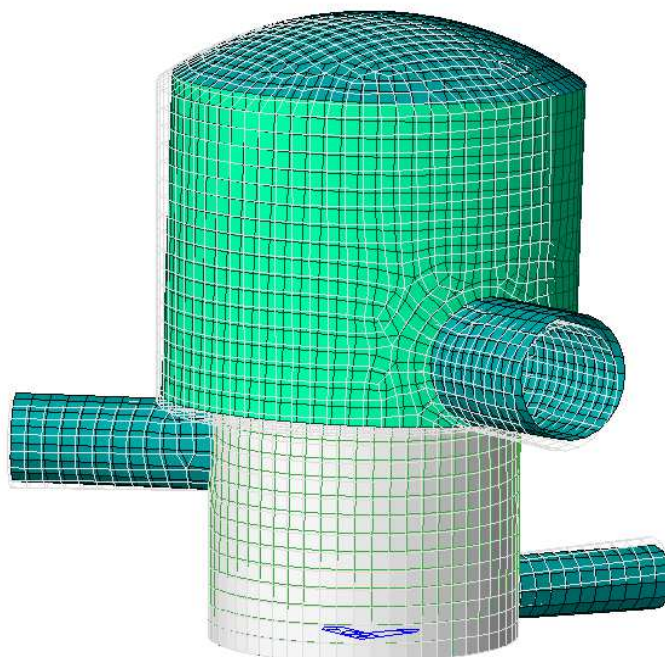


Figura 7-18 - Modo 1 Post-Operam $T=0.1117\text{sec}$ - Massa Partecipante in dir. x 52.60%



Figura 7-19 - Modo 2 Post-Operam $T=0.1103\text{sec}$ - Massa Partecipante in dir. y 51.27%

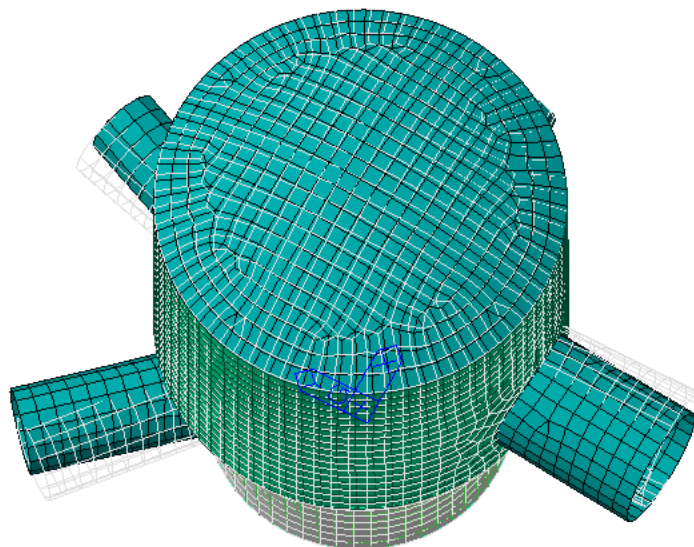


Figura 7-20 - Modo 3 Post-Operam $T=0.0570\text{sec}$ - Massa Partecipante in dir. z 87.84%

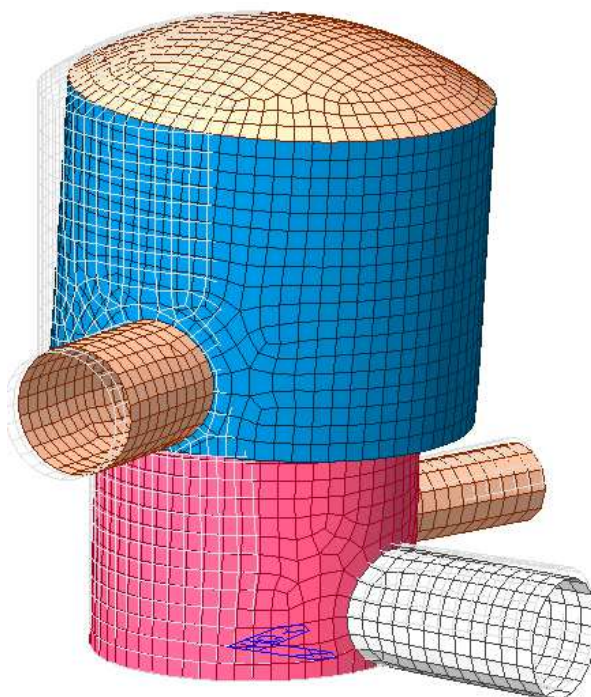


Figura 7-21 - Modo 1 Post-Operam $T=0.1141\text{sec}$ - Massa Partecipante in dir. x 58.37%

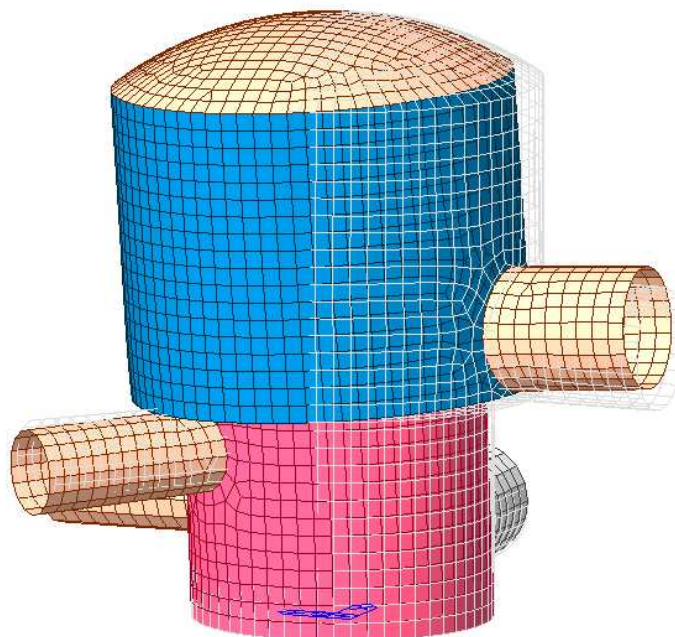


Figura 7-22 - Modo 2 Post-Operam $T=0.1111\text{sec}$ - Massa Partecipante in dir. y 58.39%

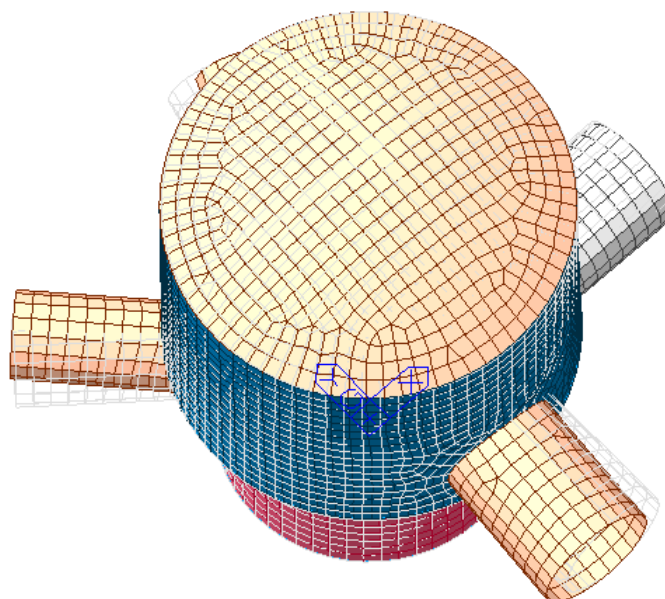


Figura 7-23 Modo 3 Post-Operam $T=0.0594\text{sec}$ - Massa Partecipante in dir. z 85.25%

Tabella 3 - RISULTATI MODALE MODELLO ANTE-OPERAM

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode	Frequency		Period	Tolerance		

No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)					
1.0000	56.2440	8.9515	0.1117	4.9339e-025				
2.0000	56.9642	9.0661	0.1103	4.9339e-025				
3.0000	110.1622	17.5329	0.0570	1.1451e-023				
4.0000	127.0275	20.2171	0.0495	6.2586e-022				
5.0000	128.8382	20.5052	0.0488	1.9011e-020				
6.0000	134.2883	21.3727	0.0468	7.9077e-022				
7.0000	142.8417	22.7340	0.0440	2.4404e-019				
8.0000	147.1232	23.4154	0.0427	6.9850e-019				
9.0000	154.2457	24.5490	0.0407	2.3386e-018				
10.0000	158.0169	25.1492	0.0398	6.5551e-018				
11.0000	159.3046	25.3541	0.0394	3.8041e-018				
12.0000	160.2858	25.5103	0.0392	5.0652e-018				

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1.0000	52.6082	52.6082	11.3660	11.3660	0.0345	0.0345	5.6445	5.6445	26.8743	26.8743	0.0043	0.0043
2.0000	10.90568	63.5138	51.2779	62.6438	0.0152	0.0497	28.4773	34.1218	6.2780	33.1522	0.0070	0.0113
3.0000	0.38454	63.8984	0.0467	62.6905	0.0128	0.0626	0.0299	34.1517	1.2688	34.4211	87.8402	87.8514
4.0000	0.22503	64.1233	0.8659	63.5564	0.1501	0.2126	1.2271	35.3788	0.3147	34.7358	0.3725	88.2239
5.0000	0.07459	64.1979	0.3924	63.9488	1.6769	1.8896	0.1043	35.4831	0.2239	34.9597	0.0007	88.2246
6.0000	4.65131	68.8491	0.0261	63.9749	0.2692	2.1588	0.0068	35.4898	2.5253	37.4850	0.2154	88.4401
7.0000	0.5940	69.443	2.1013	66.076	5.4007	7.5595	1.1659	36.655	1.0245	38.509	0.8792	89.319

			2		2				8		5		2
	8.0000	1.5044	70.9475	0.7670	66.8431	18.2834	25.8429	0.4616	37.1173	3.4349	41.9443	0.6376	89.9568
	9.0000	0.0056	70.9531	0.0734	66.9165	39.7929	65.6357	0.6445	37.7619	0.5291	42.4735	0.0001	89.9569
	10.0000	1.8800	72.8332	2.3042	69.2207	1.7732	67.4089	4.7067	42.4686	1.8401	44.3135	3.5088	93.4658
	11.0000	0.0181	72.8513	4.7954	74.0161	2.2696	69.6785	6.7433	49.2119	0.1369	44.4504	0.3272	93.7930
	12.0000	1.9190	74.7703	6.8269	80.8430	1.5604	71.2389	8.7046	57.9165	2.4963	46.9467	0.0320	93.8250

Tabella 4 – RISULTATI MODALE MODELLO POST-OPERAM

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1.0000	55.0671	8.7642	0.1141	4.5337e-025		
	2.0000	56.5601	9.0018	0.1111	4.5337e-025		
	3.0000	105.7769	16.8349	0.0594	4.5337e-025		
	4.0000	127.2615	20.2543	0.0494	7.5085e-023		
	5.0000	129.0941	20.5460	0.0487	4.8046e-022		
	6.0000	138.7336	22.0801	0.0453	6.8681e-021		
	7.0000	143.3670	22.8176	0.0438	2.4351e-020		
	8.0000	153.5239	24.4341	0.0409	2.4348e-019		
	9.0000	157.4263	25.0552	0.0399	1.0087e-018		
	10.0000	160.7916	25.5908	0.0391	7.8000e-019		
	11.0000	165.9330	26.4091	0.0379	2.0323e-018		
	12.0000	168.1112	26.7557	0.0374	4.2010e-018		

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
0													
1.0000	58.3742	58.3742	5.7800	5.7800	0.0980	0.0980	2.6167	2.6167	30.0001	30.0001	0.0007	0.0007	
2.0000	5.49257	63.8667	58.3952	64.1752	0.0178	0.1159	30.4094	33.0261	3.0877	33.0878	0.0000	0.0008	
3.0000	0.38607	64.2527	0.2201	64.3953	0.0019	0.1177	0.9158	33.9419	1.1778	34.2656	85.2558	85.2565	
4.0000	0.10574	64.3584	2.5339	66.9292	0.0599	0.1776	2.4040	36.3459	0.1233	34.3888	2.4831	87.7396	
5.0000	0.58372	64.9422	0.0970	67.0262	0.5264	0.7040	0.2286	36.5745	0.7780	35.1668	0.0544	87.7940	
6.0000	6.11079	71.0529	0.0012	67.0274	1.1628	1.8668	0.1555	36.7300	5.0765	40.2433	0.5410	88.3350	
7.0000	0.03921	71.0921	5.3869	72.4143	0.4289	2.2957	6.1590	42.8890	0.4819	40.7252	0.0522	88.3872	
8.0000	0.03890	71.1310	0.6084	73.0227	71.1343	73.4300	0.3133	43.2023	0.2667	40.9919	0.0725	88.4598	
9.0000	0.53711	71.6681	13.0542	86.0769	0.1038	73.5339	21.8778	65.0801	0.8050	41.7968	0.1221	88.5818	
10.0000	0.30223	71.9703	0.1263	86.2032	1.1405	74.6743	0.1745	65.2546	0.0023	41.7991	0.6804	89.2622	
11.0000	11.33869	83.3089	0.0923	86.2955	1.6784	76.3527	0.4453	65.6999	12.2258	54.0250	0.1697	89.4319	
12.0000	3.06987	86.3787	4.3347	90.6302	0.4400	76.7928	5.5453	71.2452	6.0289	60.0539	1.3918	90.8237	

Come evidenziato dalla **Tabella 3** e **Tabella 4** la variazione dei modi di vibrare è molto bassa e comunque sotto al 15% così come indicato nel documento “Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti” emesso dalla Regione Toscana nel 2012, si può affermare che

l'intervento dunque non altera in modo significativo la rigidità globale della struttura.

7.3 Interconnessione Tronco Inferiore Destro/Sinistro Peschiera

7.3.1 Descrizione dell'opera

Il tronco inferiore destro si inserisce nella fase iniziale di realizzazione dell'acquedotto peschiera. In questa prima fase fu completata gran parte del tronco inferiore in destra, e un terzo circa dei manufatti speciali, tra i quali il ponte destinato a sorreggere le due condotte in acciaio per l'attraversamento della sede della ferrovia Roma-Firenze ed il fiume Tevere, presso la stazione di Poggio Mirteto. A seguito degli eventi bellici del 1943 i lavori di costruzione del sistema Peschiera-Capore furono sospesi. Successivamente furono completate tutte le opere realizzate nella fase precedente ma ancora incomplete, e finalmente nell'ottobre del 1949 fu possibile mettere in funzione il **tronco inferiore** con una portata di 1,2 m³/s.

IL tronco inferiore destro è una galleria in calcestruzzo armato di sezione policentrica con spessore minimo di circa 35cm che trasporta l'acqua prelevata dalla centrale di Salisano fino al centro idrico Ottavia.

Il tronco inferiore sinistro è stato progettato e realizzato nel periodo che va dal 1966 al 1971. L'opera si inserisce in una fase storica che ha portato alla costruzione di tale ramo del tronco inferiore che collega la centrale di Salisano alla vasca di ripartizione di Monte Carnale. Per tale motivo furono sistemate e migliorate le opere di captazione delle sorgenti del Peschiera.

Il tronco inferiore sinistro è una galleria in calcestruzzo armato di sezione policentrica con spessore minimo di circa 35cm che trasporta l'acqua prelevata dalla centrale di Salisano fino al centro di Monte Carnale.

7.3.2 Descrizione dell'intervento previsto

La figura seguente mostra la pianta degli interventi da eseguire:



Figura 7-24 – Piante degli interventi di collegamento al Peschiera inferiore

Le opere che riguardano il collegamento del nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto all'esistente con i Tronchi Inferiori verranno realizzate per mezzo di pozzi e gallerie da scavare a partire dal Nuovo Bipartitore e dai pozzi verticali di disconnessione, dove è previsto nella fase finale la costruzione di un manufatto rettangolare monopiano necessaria solamente all'ispezione.

Le fasi di lavoro prevedono nella prima fase la realizzazione del pozzo di diametro $\Phi=6.00\text{m}$ eseguito con scavo a foro cieco per mezzo di esplosivi: le fasi di lavoro sono analoghe a quelle di uno scavo tradizionale Drill & Blast in orizzontale. Il diametro è stato scelto in funzione dell'impiantistica necessaria e degli ingombri minimi affinché sia possibile avanzare e lavorare in sicurezza nel pozzo. Un'autogru posta a piano campagna, a seconda della fase, è addetta alla movimentazione nel pozzo di macchinari o terreno da asportare; durante l'avanzamento in verticale si dispongono nel pozzo un rivestimento provvisorio composto da centine + spritz beton che dovrà essere pompato dal piano campagna per mezzo di un'apposita pompa per il calcestruzzo. Lo scavo avverrà

fino alla profondità intermedia di circa 25 m dal p.c., arrivando alla stessa quota di scorrimento dell'Acquedotto Inferiore Destro del Peschiera: in questo modo è possibile iniziare lo scavo della galleria orizzontale di diametro $\Phi=5.00\text{m}$ di approccio all'esistente, con le stesse metodologie di scavo utilizzate per il pozzo. Durante la fase di avanzamento saranno previste esplosioni mirate alla minimizzazione delle vibrazioni indotte nell'infrastruttura in esercizio attraverso microritardi durante le volate; a partire da una distanza di 20 m dall'acquedotto, le cariche esplosive necessarie allo scavo saranno sostituite da una fresa ad attacco puntuale sul fronte.

Realizzata la galleria di approccio e prima di realizzare la connessione, è possibile sia continuare lo scavo del pozzo per altri 25m in verticale, sia sviluppare dall'altro lato dell'impluvio lo scavo del pozzo e della galleria che dal nuovo bipartitore lo sottopassano, utilizzando le stesse metodologie di scavo appena descritte; le possibili venute d'acqua dovute ad una possibile contemporaneità della fratturazione locale degli ammassi rocciosi attraversati e della falda presente, saranno gestite iniettando opportune resine impermeabilizzanti lungo tutto lo sviluppo della galleria in esame e prevedendo un telo in PVC e dei tubi drenanti, col compito di collettare le acque in galleria e gli stillicidi ed allontanarle per mezzo di pompe di aggotamento.

Eventuali anomalie sulla struttura esistente saranno controllate da un sistema di monitoraggio da installare nella parte interna dell'acquedotto durante la posa in opera di centine metalliche di rinforzo, meglio descritte in seguito. Il sistema di monitoraggio prevede l'installazione di fonometri e accelerometri per misurare l'intensità delle vibrazioni e delle mire di convergenza per la valutazione di eventuali deformazioni dissimmetriche derivanti dall'asportazione di materiale da uno dei due lati della galleria esistente, che comporta un'asimmetria di carico agente sulla sezione resistente. A queste strumentazioni si aggiungono delle celle di pressione che saranno inserite in prossimità delle centine di blindaggio per valutare l'effettiva entrata in carico degli elementi strutturali aggiuntivi. Qualora durante la fase di connessione si notino fessure sul rivestimento dovranno prevedersi fessurimetri elettrici che convergono con l'altra strumentazione già elencata in un'unità di acquisizione dati che, con un cavo viaggiante in calotta,

sarà stanziata nella finestra esistente più vicina. I dati saranno acquisiti su piattaforma web senza la necessità di rientrare nell'acquedotto.

Il rivestimento provvisorio della galleria di approccio sarà realizzato analogamente con centine + spritz beton per tutto lo sviluppo del cavo; in avvicinamento alla struttura esistente la sezione trasversale sarà gradualmente ridotta in modo da garantire un approccio che risulti continuo, fino ad arrivare al restringimento con la sezione di altezza 2.70m dell'acquedotto esistente; saranno inoltre previste iniezioni di consolidamento per mezzo di resine poliuretatiche espandenti da iniettare in avanzamento sul fronte in prossimità del punto di approccio.

La fase puramente di connessione tra la galleria di nuova realizzazione e l'acquedotto esistente prevede:

- Scavo a cielo aperto per portare a nudo il tratto di condotta da collegare (Solo per il collegamento con il Peschiera inferiore sinistro date le basse coperture)
- La realizzazione di un sistema di centinatura fullround della sezione trasversale dell'acquedotto esistente, con un piedritto da un lato più distaccato rispetto al rivestimento per consentire le successive operazioni di taglio di quest'ultimo. Le centine saranno formate da profili HEB180, ad interasse 1.00m e si estendono per 5.00 m prima e dopo il punto di connessione che avrà una lunghezza intorno ai 5 m; le centine sono collegate tra loro trasversalmente da profili in acciaio HEB180 che le rendono solidali tra loro. Le fasi di montaggio del sistema di centinatura prevedono l'interruzione dell'esercizio dell'acquedotto inferiore destro durante le ore notturne per un numero di 6 notti (con turni di lavoro di 8 ore previo svuotamento del tratto in esame) e prevedono che l'ingresso nell'acquedotto avvenga utilizzando la finestra esistente posta a circa 100m dal punto di connessione;
- La parzializzazione della sezione trasversale dell'acquedotto esistente nel tratto di connessione in esame per mezzo di una lamiera in acciaio che è fissata tra le varie centine e agli estremi laterali e inferiori al rivestimento definitivo, al fine di realizzare una camera d'aria interna durante le fasi di taglio del rivestimento dall'esterno;

- La demolizione del rivestimento della galleria esistente tramite filo diamantato e asportazione del materiale di risulta, in un tempo stimato in 2 giorni lavorativi (48h) e dopo aver portato a compimento tutte le altre lavorazioni, come ad esempio il rivestimento definitivo nelle gallerie e nei pozzi;
- Smontaggio delle centine e della lamiera in acciaio con le stesse tempistiche della fase di montaggio;
- Ripristino del flusso idrico e della portata originaria nell'acquedotto esistente.
- Il rivestimento definitivo dei pozzi verrà gettato in opera non appena completato tutto lo scavo per mezzo di casseri rampanti, partendo dal basso verso l'alto.

La figura seguente individua la sezione del tronco inferiore oggetto dell'intervento e la porta stagna di Rocca Baldesca dalla quale verranno inserite le centine

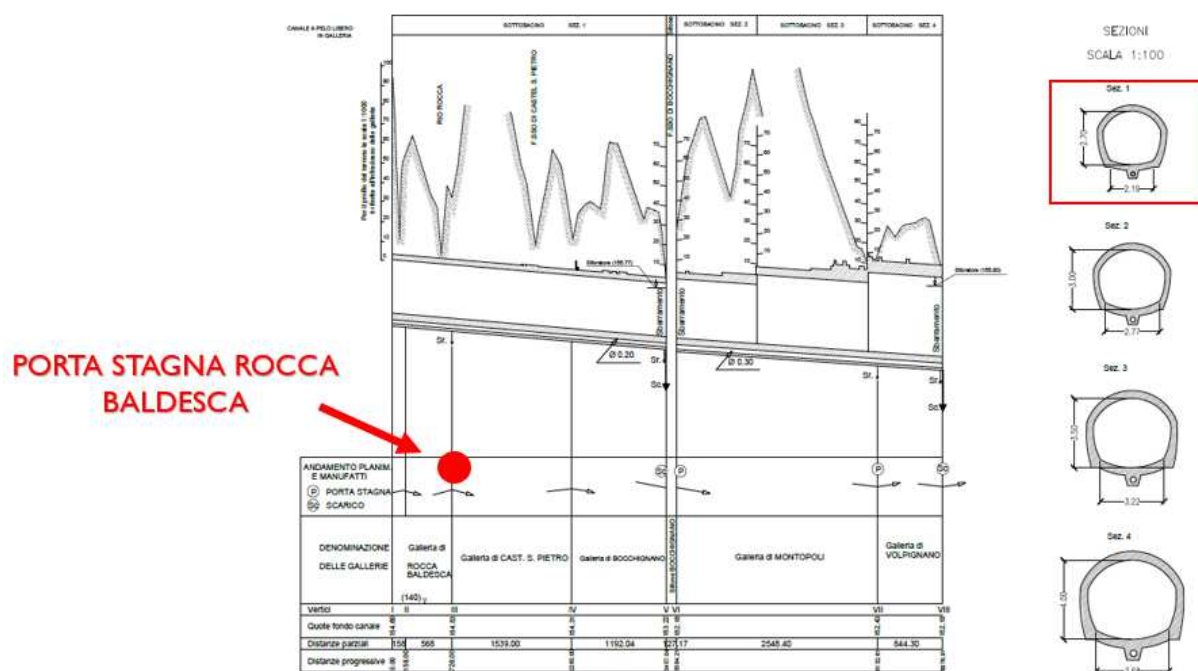


Figura 7-25 – Collegamento al peschiera inferiore destro

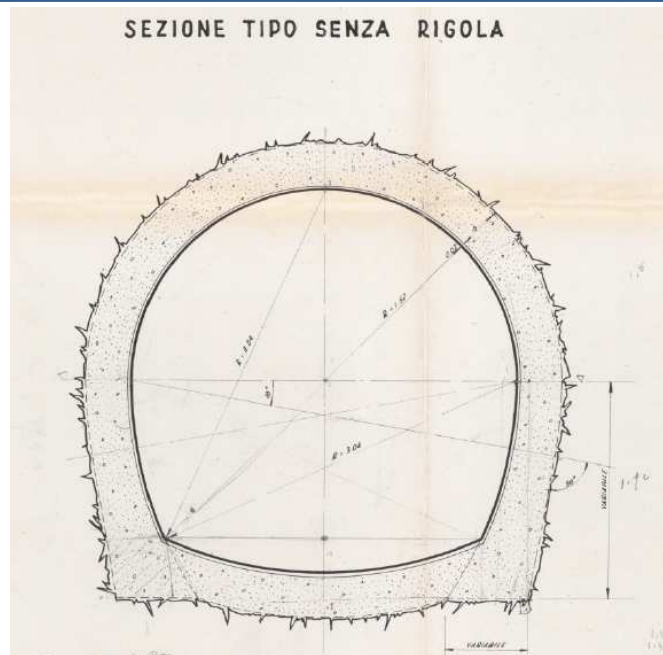


Figura 7-26 - Sezione del tronco inferiore sinistro