



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

**aceq**  
 acqua  
 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

**aceq**  
 Ingegneria  
 e servizi



**CONSULENTE**

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO

A194PD R0178

COD. ATO2 APE10116

DATA APRILE 2023

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

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

CUP G33E17000400006

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	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	
8	APR-23	INTEGRAZIONI ED AGGIORNAMENTI IN AMBITO AUTORIZZATIVO	
9			
10			

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TEAM DI PROGETTAZIONE**

**CAPO PROGETTO**

Ing. Angelo Marchetti

**IDRAULICA**

Ing. Eugenio Benedini

**GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA**

Geol. Stefano Tosti

**GEOTECNICA E STRUTTURE**

Ing. Angelo Marchetti

**ASPETTI AMBIENTALI**

Ing. Nicoletta Stracqualursi

**ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO**

Geom. Stefano Francisci

**ATTIVITA' PATRIMONIALI**

Geom. Fabio Pompei

**Hanno collaborato:**

Ing. Roberto Biagi

Ing. Claudio Lorusso

Ing. Marco Iannucci

Ing. Elonora Accorsi

Ing. Onorato D'Atria



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

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
	<b>2.1</b> <b>NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA.....</b>	<b>6</b>
	<b>2.2</b> <b>ARTICOLI E LETTERATURA SCIENTIFICA.....</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>15</b>
	<b>3.1</b> <b>CALCESTRUZZO ARMATO STRUTTURALE C25/30 .....</b>	<b>15</b>
	<b>3.2</b> <b>CALCESTRUZZO ARMATO STRUTTURALE C32/40 .....</b>	<b>16</b>
	<b>3.3</b> <b>BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....</b>	<b>17</b>
	<b>3.4</b> <b>ACCIAIO S275.....</b>	<b>18</b>
	<b>3.5</b> <b>ACCIAIO S355.....</b>	<b>18</b>
<b>4</b>	<b>CENTRALE DI SOLLEVAMENTO (SORGENTI DEL PESCHIERA) .....</b>	<b>19</b>
	<b>4.1</b> <b>PREMESSA.....</b>	<b>19</b>
	<b>4.2</b> <b>DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE .....</b>	<b>28</b>
	<b>4.3</b> <b>CAMPAGNA DI INDAGINE E LIVELLO DI CONOSCENZA .....</b>	<b>35</b>
	4.3.1 <b>ANALISI STORICO-CRITICA .....</b>	<b>35</b>
	4.3.2 <b>DETTAGLI COSTRUTTIVI.....</b>	<b>35</b>
	4.3.3 <b>AUSILIO CON PROGETTO SIMULATO .....</b>	<b>38</b>
	4.3.4 <b>CARATTERIZZAZIONE MECCANICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>42</b>
	4.3.4.1 <b>Prove su cls .....</b>	<b>42</b>
	4.3.4.2 <b>Prove su barre di armatura .....</b>	<b>46</b>

---

---

4.3.5	LIVELLO DI CONOSCENZA.....	48
<b>4.4</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>50</b>
4.4.1	PESO PROPRIO .....	50
4.4.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI .....	50
4.4.3	SPINTA STATICA DEL TERRAPIENO .....	53
4.4.4	AZIONE SISMICA.....	54
4.4.5	INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO.....	56
4.4.6	SOVRACCARICHI VARIABILI.....	57
4.4.7	CONSIDERAZIONI SULLA SPINTA DELL’ACQUA.....	58
4.4.8	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	59
<b>4.5</b>	<b>ANALISI PRELIMINARE .....</b>	<b>61</b>
4.5.1	MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI .....	62
4.5.1.1	Geometria .....	62
4.5.1.2	Carichi .....	69
4.5.1.3	Vincoli.....	72
4.5.1.4	Materiali .....	73
4.5.1.4.1	Proprietà meccaniche del cls .....	73
4.5.1.4.2	Proprietà meccaniche barre di armatura .....	77
4.5.1.4.3	Applicazione al modello di calcolo .....	79
4.5.1.4.1	Rigidezze ridotte e non linearità meccanica .....	83
4.5.2	ANALISI MODALE .....	86
4.5.3	ANALISI DI PUSH-OVER .....	91
<b>4.6</b>	<b>CRITERIO DI INTERVENTO.....</b>	<b>94</b>

---

---

<b>4.7</b>	<b>METODO DI ANALISI .....</b>	<b>96</b>
<b>4.8</b>	<b>RISULTATI E VERIFICHE.....</b>	<b>104</b>
<b>4.9</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>111</b>
<b>5</b>	<b>VASCA DI CARICO (SALISANO) .....</b>	<b>112</b>
<b>5.1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>112</b>
<b>5.2</b>	<b>DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE .....</b>	<b>114</b>
<b>5.3</b>	<b>CAMPAGNA DI INDAGINE E LIVELLO DI CONOSCENZA .....</b>	<b>118</b>
5.3.1	ANALISI STORICO-CRITICA .....	118
5.3.2	DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	118
5.3.3	CARATTERIZZAZIONE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	119
5.3.3.1	Prove su cls .....	119
5.3.3.2	Prove su barre di armatura .....	122
5.3.4	LIVELLO DI CONOSCENZA.....	122
<b>5.4</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>124</b>
5.4.1	PESO PROPRIO .....	124
5.4.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI .....	124
5.4.3	SPINTA STATICA DEL TERRAPIENO .....	126
5.4.4	AZIONE SISMICA.....	127
5.4.5	INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO.....	129
5.4.6	AZIONI INERZIALI .....	131
5.4.7	SOVRACCARICHI VARIABILI.....	132
5.4.8	SPINTA DELL’ACQUA.....	133

---

5.4.9	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	134
<b>5.5</b>	<b>ANALISI PRELIMINARE .....</b>	<b>135</b>
5.5.1	MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI .....	135
5.5.1.1	Geometria .....	135
5.5.1.2	Carichi .....	137
5.5.1.3	Vincoli.....	141
5.5.1.4	Materiali .....	142
5.5.1.4.1	Proprietà meccaniche del cls .....	142
5.5.1.4.2	Proprietà meccaniche barre di armatura .....	144
5.5.1.4.3	Applicazione al modello di calcolo .....	144
5.5.1.5	Rigidezze ridotte.....	148
<b>5.6</b>	<b>CRITERIO DI INTERVENTO .....</b>	<b>149</b>
<b>5.7</b>	<b>METODO DI ANALISI .....</b>	<b>151</b>
<b>5.8</b>	<b>RISULTATI E VERIFICHE.....</b>	<b>152</b>
<b>5.9</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>159</b>

## **1 PREMESSA**

Il presente allegato, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), mira ad approfondire e sviluppare gli aspetti tecnici attinenti gli interventi locali presso la centrale di sollevamento delle sorgenti del Peschiera e della vasca di carico nei pressi di Salisano.

## **2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 Normative, raccomandazioni e linee guida**

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

- 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 interrato 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).
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI 9156 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione
- Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n. 36 "Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti".

## **2.2 Articoli e letteratura scientifica**

- Anagnostou, G., Kovári, K. – “Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. Tunnelling and Underground Space Technology”, 11 (2), 165-173, 1996.
- Tamez e L. Cornejo “Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology” Tunnels & Tunnelling, Aprile 1989
- Peck R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290;
- Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel Tunnelling '82, Brighton, 197-204;
- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at vertical openings. J. Soil Mechanics and Foundations, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 93: 71-94;
- Lombardi G., Amberg W. A. (1974). Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974;
- Lunardi P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels & Tunnelling International, May 2000.
- Boscardin M.D., Cording E.J. (1989) – Buildings response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, n.1, pp. 1-21;
- Burland J.B. (1995) – Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 1189-1201;
- Burland J.B., Wroth C.P. (1974) – Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, UK, pp. 611-654;

- Atterwell, P.B., Yeates, J. & Selby, A.R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie 1986.
- Boscardin, M.D. & Cording, E.G. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Jnl Geo Engrg, ASCE*, 115;1;1-21.
- Building Research Establishment (1981, revised 1990). Assessment of damage in low rise buildings with particular reference to progressive foundation movements. Digest 251, BRE, Garston, UK.
- Burland, J.B. & Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. *Conf Settlement of Structures*, Cambridge, Pentech Press, London, pp 611- 654.
- Burland, J.B., Broms, B.B. & de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures – SOA Report, Session 2, Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 2; 495-546.
- Burland, J.B., Simpson, B. & St John, H.D. (1979). Movements around excavations in London Clay. Invited National Paper. Proc. 7th European Conf on SM&FE, Brighton, 1;13-29.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. ASCE Geotechnical Special Publication No. 25 - Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp439-470.
- Karlsrud, K. and Myrvoll, F. (1976). Performance of a strutted excavation in quick clay. Proc. 6th European Conf SM&FE, Vienna, 1;157-164.
- Jennings, J.E. and Kerrich, J.E. (1962). The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to the Orange Free State Goldfields. *The Civ. Engr. in Sth Africa*, 5;5;122.
- MacLeod, I.A. & Littlejohn, G.S. (1974). Discussion on Session 5. *Conf. Settlement of Structures*, Cambridge, Pentech Press, London, pp 792-795.

- Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in lay. *Géotechnique* 43; 2; 315-320.
- National Coal Board (1975). *Subsidence Engineers Handbook*. National Coal Board Production Dept., U.K.
- O'Reilly, M.P. and New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. *Tunnelling '82*, London, 173-181.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground, SOA Report. 7th Int Conf SM&FE, Mexico City, State of the Art Volume, pp225-290.
- Polshin, D.E. & Tokar, R.A. (1957). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. *Proc 4th Int Conf SM&FE*, London, 1;402.
- Rankin, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling; predictions and effects. *Engineering Geology of Underground Movement*, Geological Society, Engineering Geology Special Publication No. 5, 79-92.
- The Institution of Structural Engineers (1978). *State of the Art Report - Structure-Soil Interaction*. Revised and extended in 1989.
- The Institution of Structural Engineers (1994). *Subsidence of low rise buildings*.
- Timoshenko, S. (1957). *Strength of materials - Part I*, D van Nostrand Co, Inc. London.
- R.M. Koerner, *Designing with Geosynthetics*, fifth edition, Prentice Hall
- S.J. Drushel, E.R. Underwood, *Design of Lining and Cover System Sideslopes*
- H.I.Ling, D. Leschinsky, *Seismic Stability and Permanent Displacement of Landfill Cover System*, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 1997
- FHWA HI95038 "Geosynthetic Design and Construction Guidelines".
- Richardson, G.N. and Zhao, A., (2000), "Gas Transmission in Geocomposite Systems", *Geotechnical Fabrics Report*, March, pp. 20-23, 2000.

- St.John C.M., Zahrah T.F., 1987, Aseismic design of underground structures, Tunneling and Underground Space Techn Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci ology, 2 (2), 165-197.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F., 2006, Sollecitazioni indotte da sisma in gallerie circolari interrato, Atti del VI IARG, Pisa.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F. Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche.
- Wang J., 1993, Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of- the-art Design Approach, Monograph 7, Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- Fu P.C., Wang G., Zhang J.M., 2004, Analytical approaches for underground structures subjected to longitudinally propagating shear waves, Proc. V ICSDEE & III ICEGE, Berkeley, USA.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J., 1996, Vol.III Strawman: screening, valuation and retrofit design of tunnels, Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Re-search, Buffalo, New York.

## **3 MATERIALI**

### **3.1 Calcestruzzo armato strutturale 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



### **3.2 Calcestruzzo armato strutturale C32/40**

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

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 3.10 \text{ N/mm}^2$$

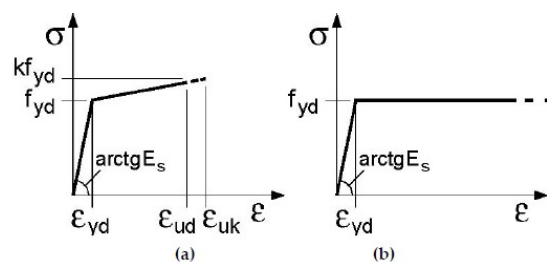
$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione      XC4

### 3.3 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 sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  definito dalla Tab. 11.3.Ia-b della stessa norma.



**Figura 3.1 – 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	$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_u$

### **3.4 Acciaio S275**

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S275 J0

- Densità  $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40\text{mm}$ )  $f_u \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40\text{mm}$ )  $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale (EC3)  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 80769 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6}/\text{C}^\circ$

### **3.5 Acciaio S355**

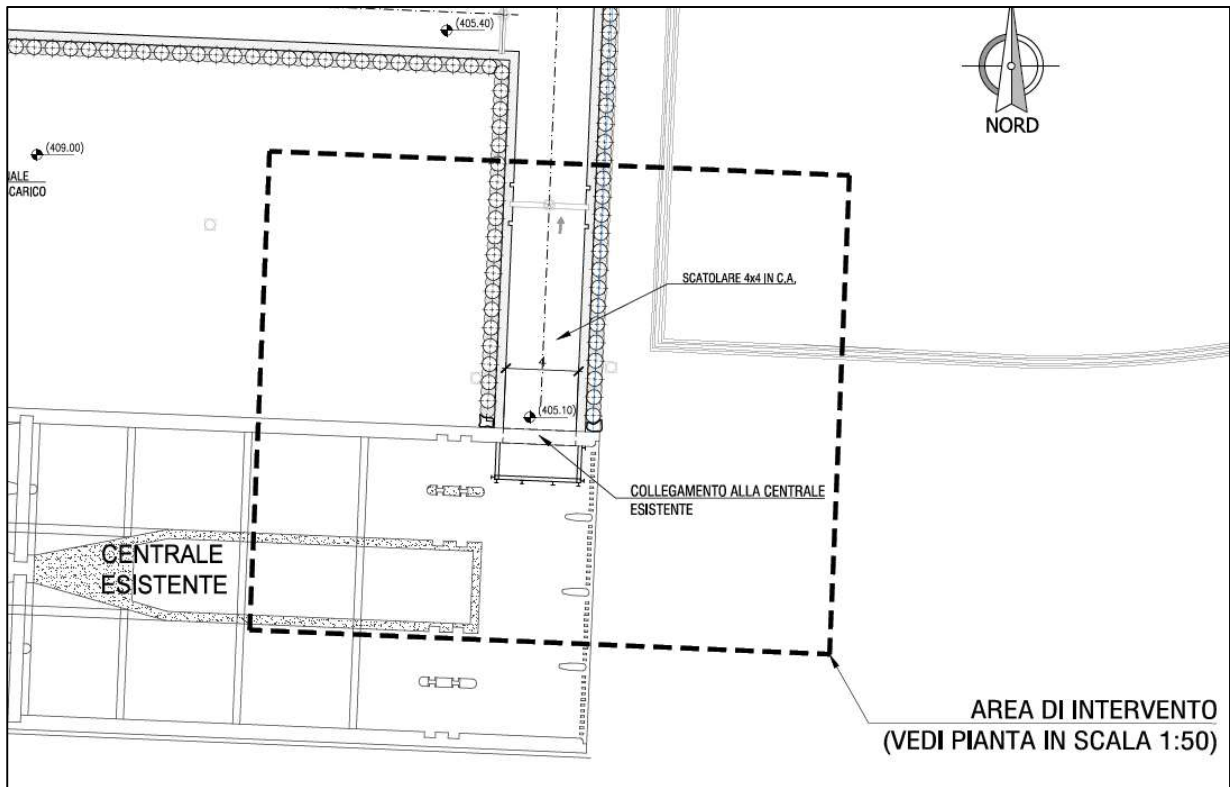
Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S275 J0

- Densità  $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40\text{mm}$ )  $f_u \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40\text{mm}$ )  $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale (EC3)  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 80769 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6}/\text{C}^\circ$

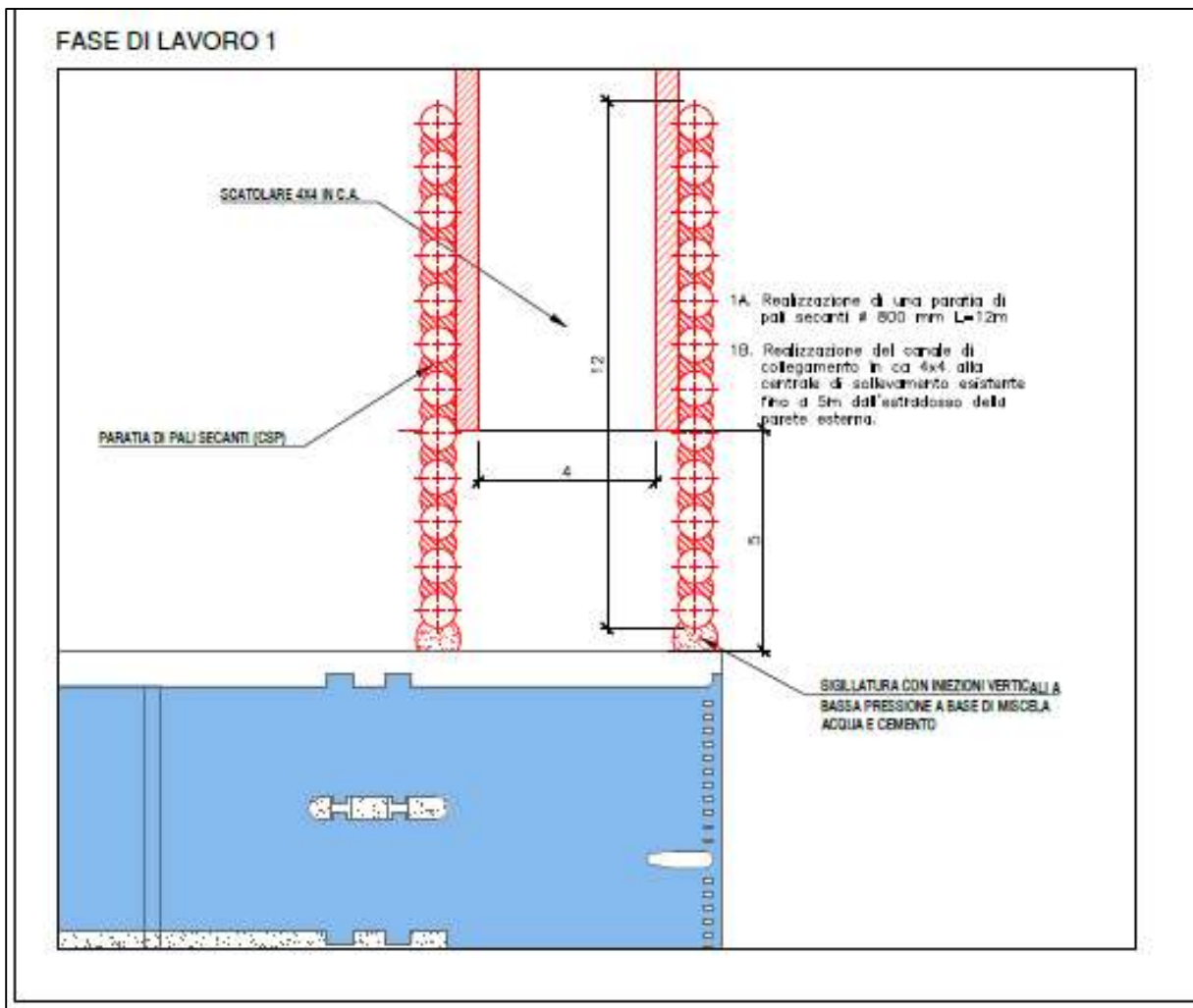
## **4 CENTRALE DI SOLLEVAMENTO (SORGENTI DEL PESCHIERA)**

### **4.1 Premessa**

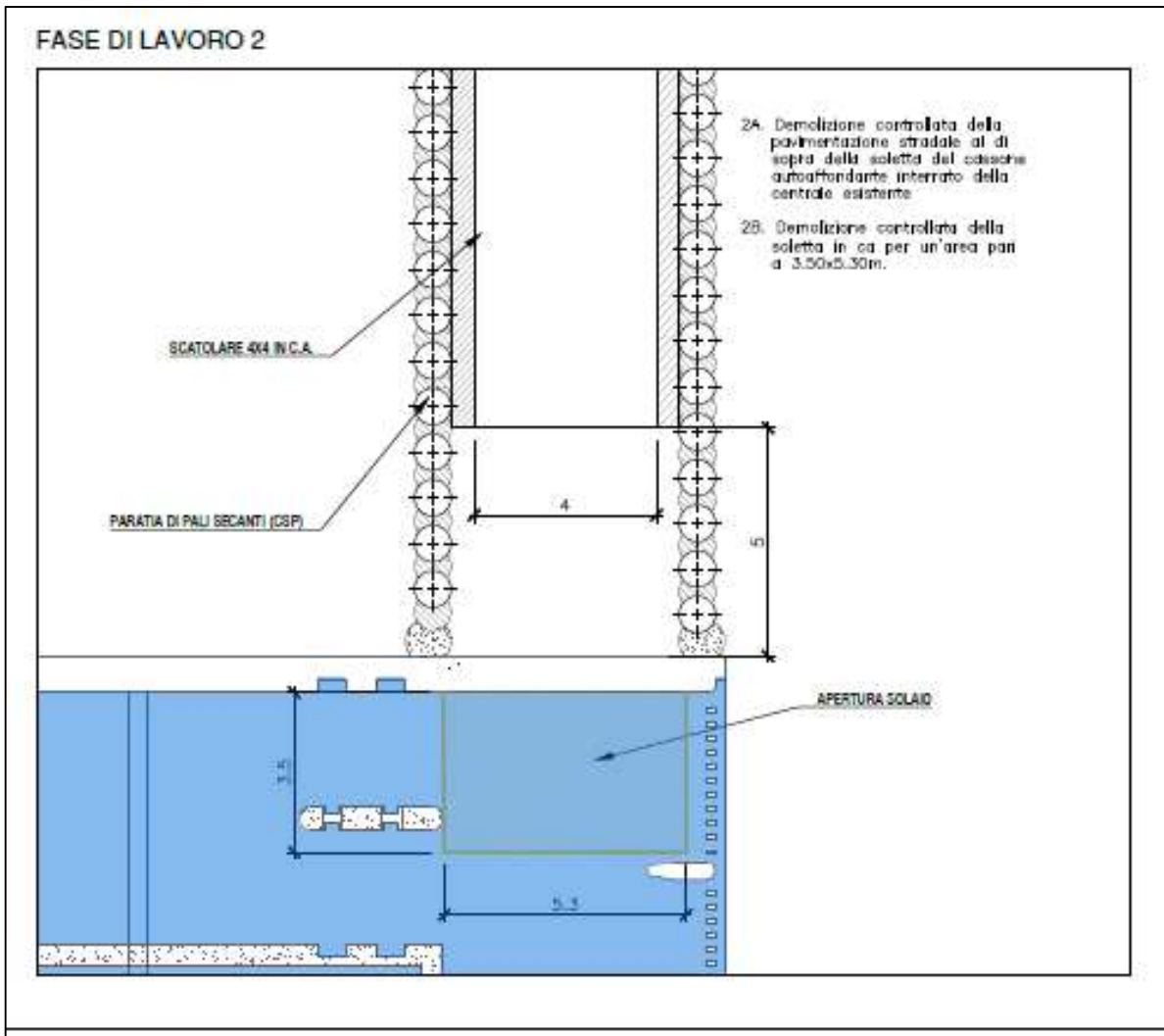
L'intervento locale presso la centrale di sollevamento prevede l'apertura di un'asola di 4m x 4m sul setto interrato laterale, adiacente la zona esterna adibita allo scarico merci (vedi anche immagini di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), previa la rimozione e successivo ripristino della soletta di copertura della vasca. Il solaio della struttura esistente è una soletta in c.a. piena e durante le fasi di demolizione sarà opportunamente puntellato la porzione di solaio in prossimità del foro. Il ripristino avverrà con lastre prefabbricate tipo predalles, autoportanti, e getto di collegamento.



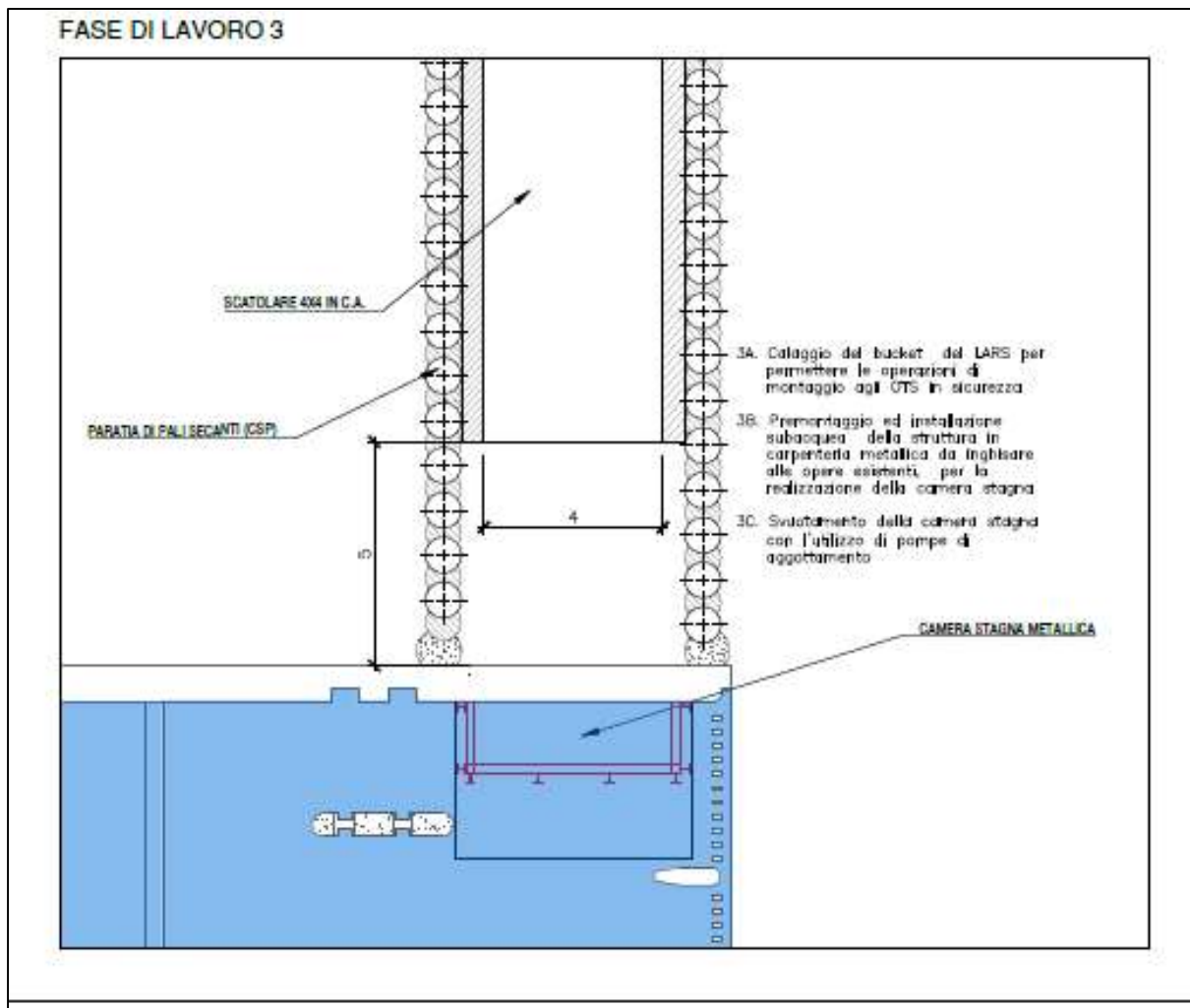
**Figura 4.1 – Inquadramento zona di intervento**



**Figura 4.2 – Fase di lavoro 1**

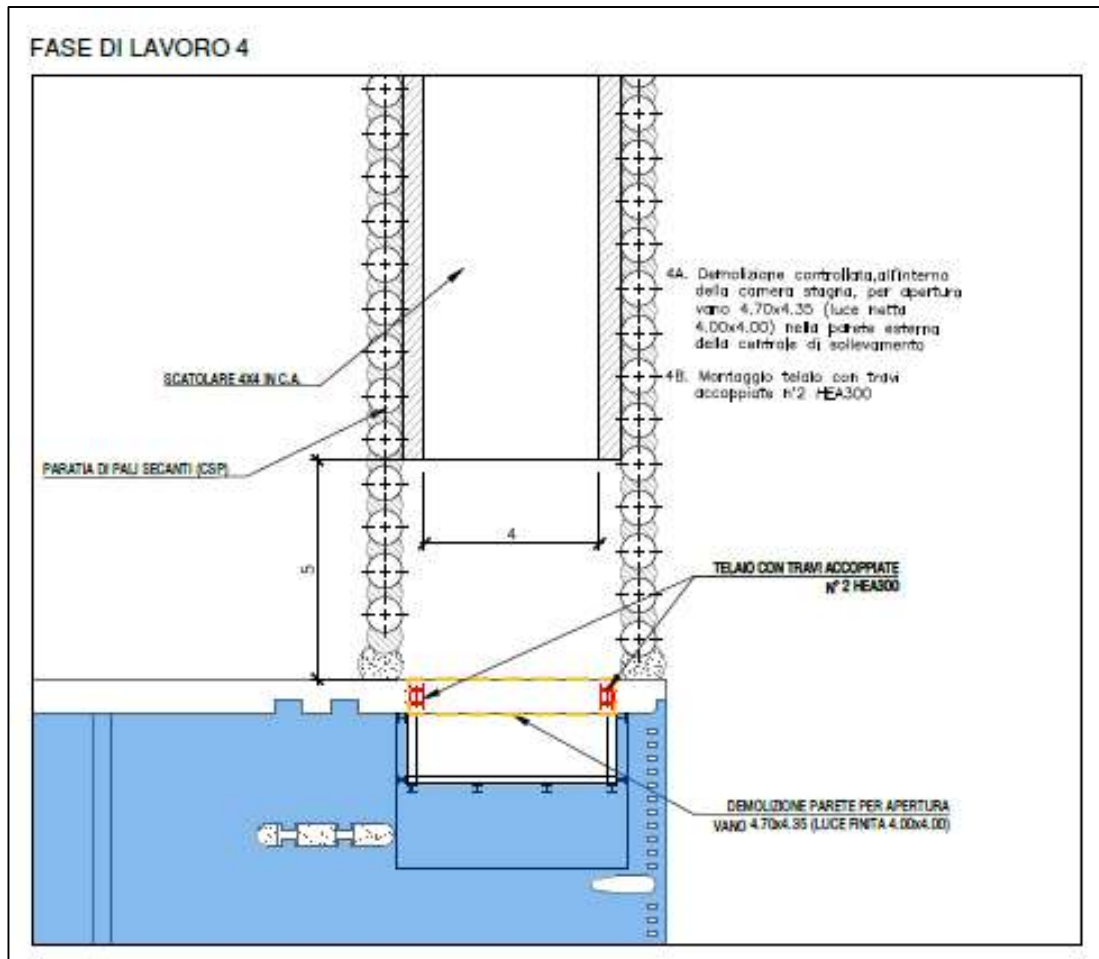


**Figura 4.3 – Fase di lavoro 2**

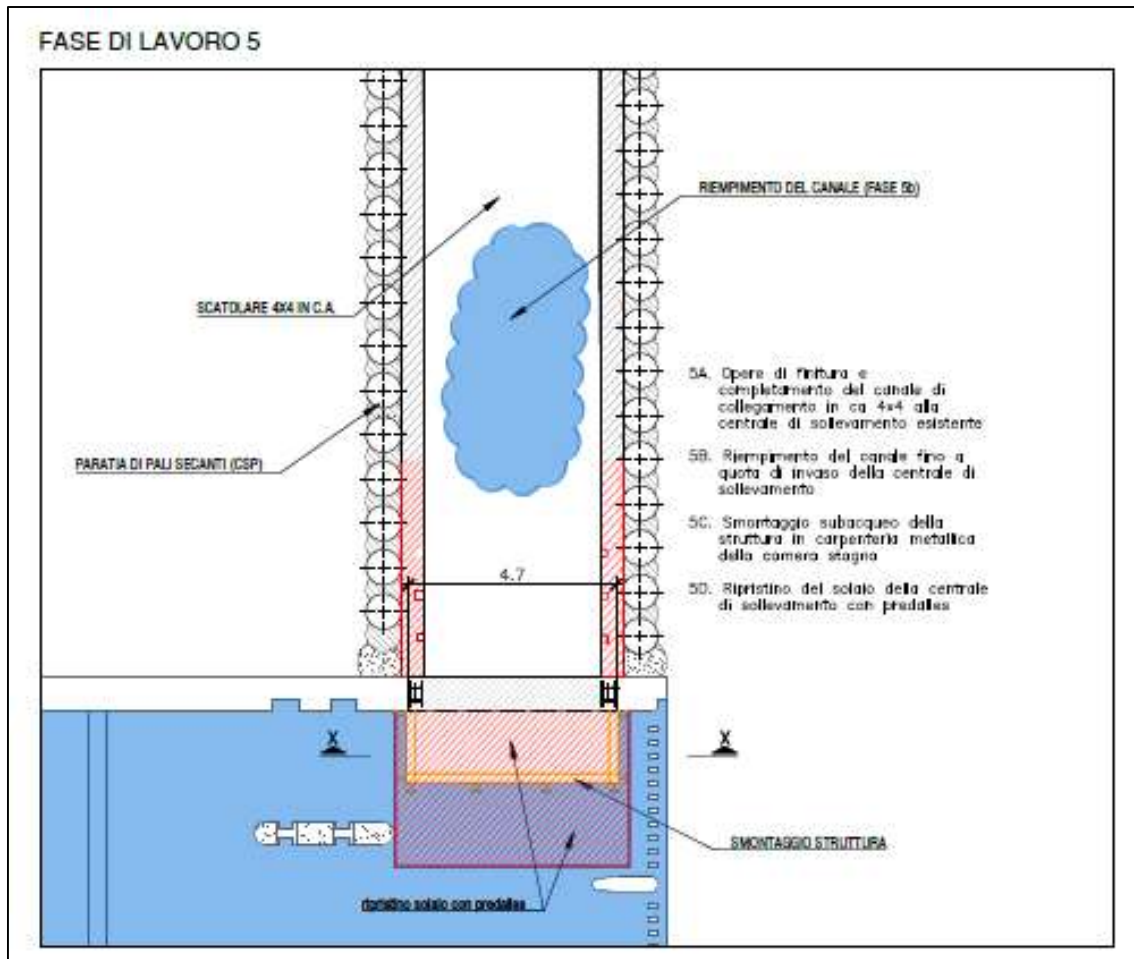


**Figura 4.4 – Fase di lavoro 3**

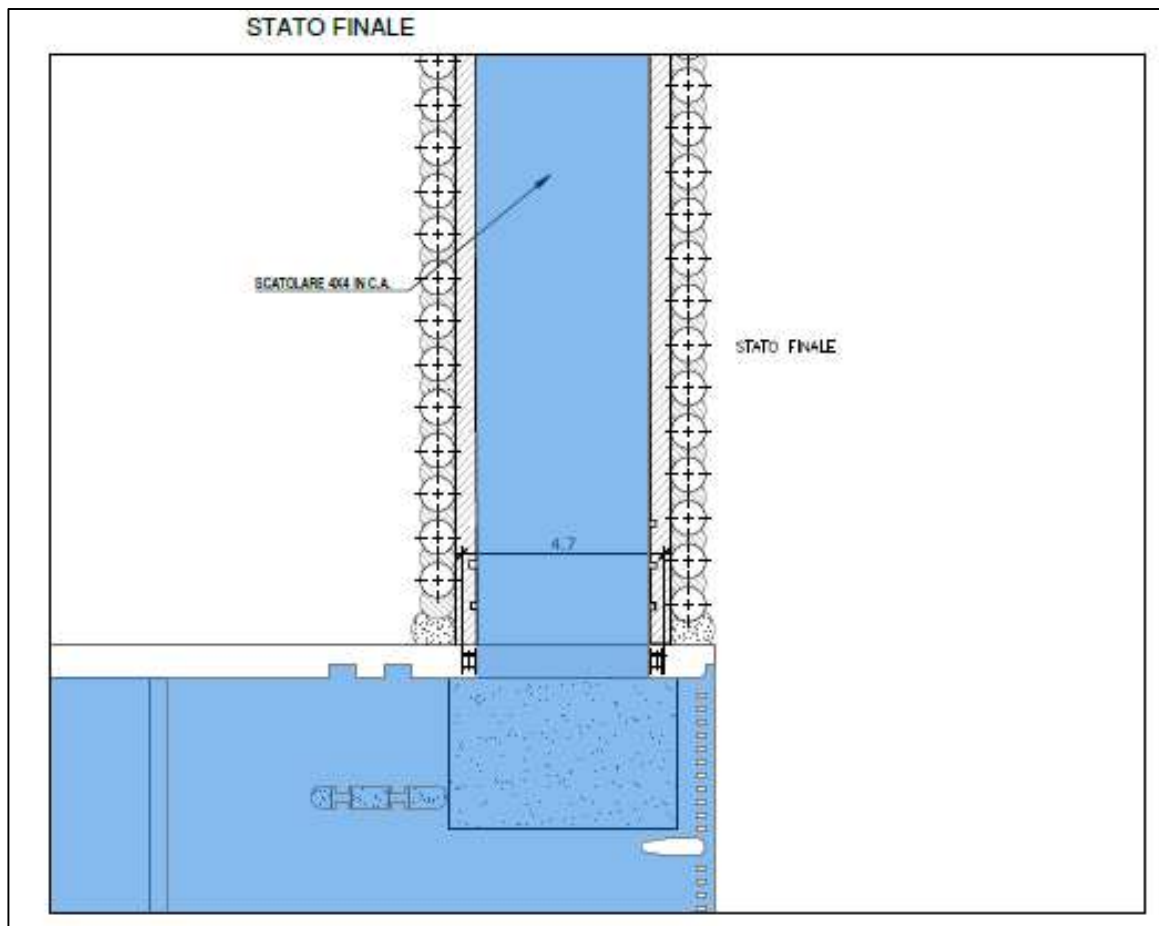




**Figura 4.5 – Fase di lavoro 4**



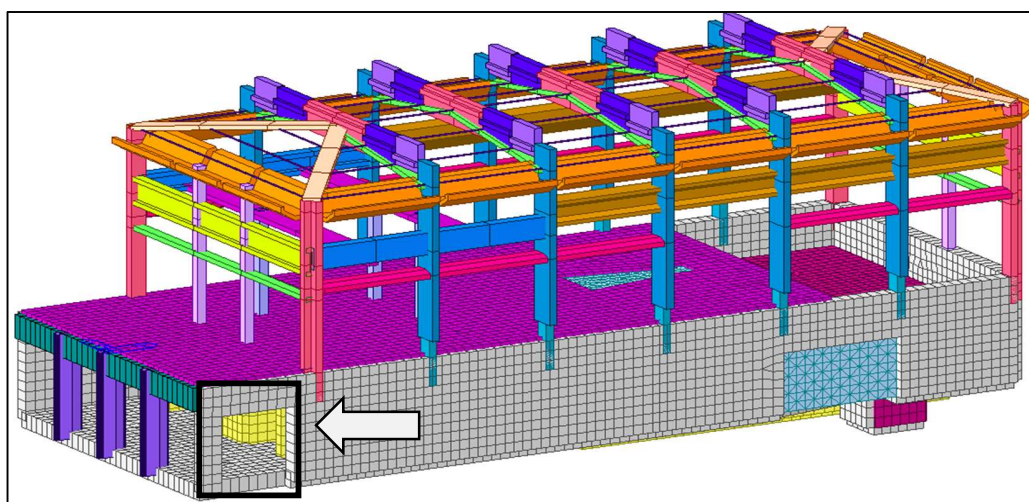
**Figura 4.6 – Fase di lavoro 5**



**Figura 4.7 – Fase di lavoro 6**

La cerchiatura sull'apertura della parete sarà realizzata con una doppia centinatura HEB300 collegate tra loro per mezzo di barre filettate e connessa alla platea di fondazione per mezzo di piastre e barre filettate inghisate con resine epossidiche

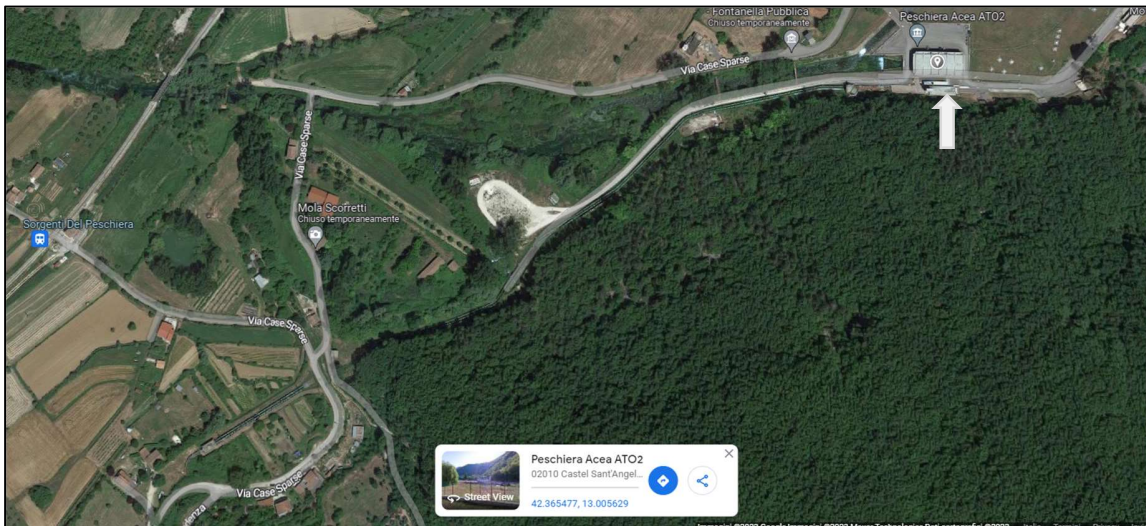
L'apertura del foro è anche visibile nella modellazione agli elementi finiti post-operam, da cui si vede che la criticità maggiore (da qui l'importanza dell'intervento) è legata alla vicinanza in corrispondenza del cantonale, ad una distanza pari ad 1.00 m dalla sua estremità.



**Figura 4.8 – visualizzazione estrusa modello Fem post-intervento**

## 4.2 Descrizione del sistema strutturale

Il presente capitolo riporta una descrizione del sistema strutturale della centrale di sollevamento Peschiera, edificio realizzato negli anni '70 ed ubicato nel comune di Castel Sant’Angelo (Ri), in zona sismica 1 ai sensi dell’OPCM 3274 e s.m.i.



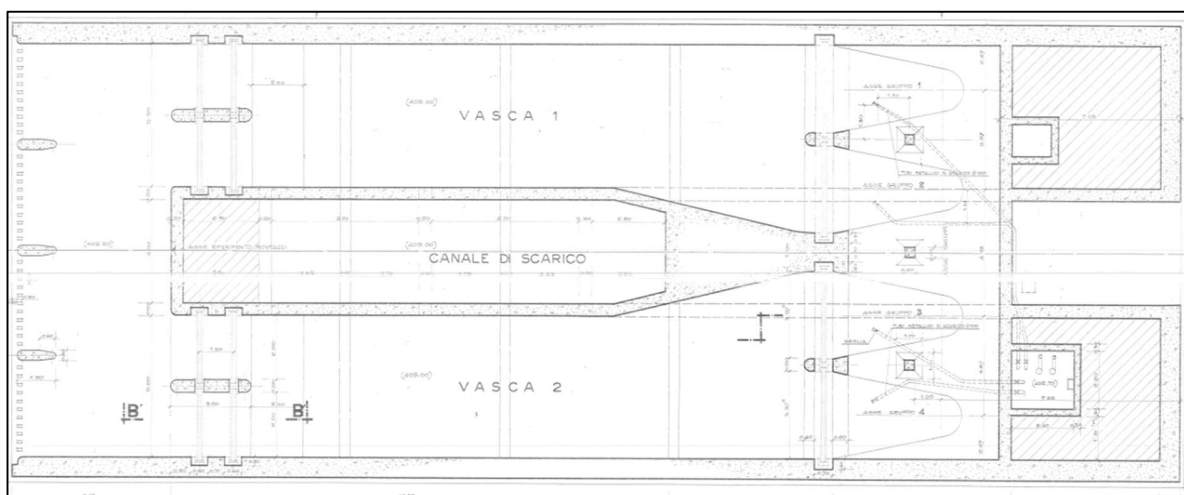
**Figura 4.9 – Ubicazione della centrale di sollevamento Peschiera**



**Figura 4.10 – Vista dell’edificio dalla strada adiacente il piazzale**

Il sistema strutturale, già visibile dall’esterno nella sua parte fuori terra (vedi anche **Figura 4.10**), è costituito da un sistema spaziale di telai in c.a. con forma prettamente rettangolare allungata in pianta, che si fonda su setti in cls debolmente armati in corrispondenza del piano interrato. In dettaglio:

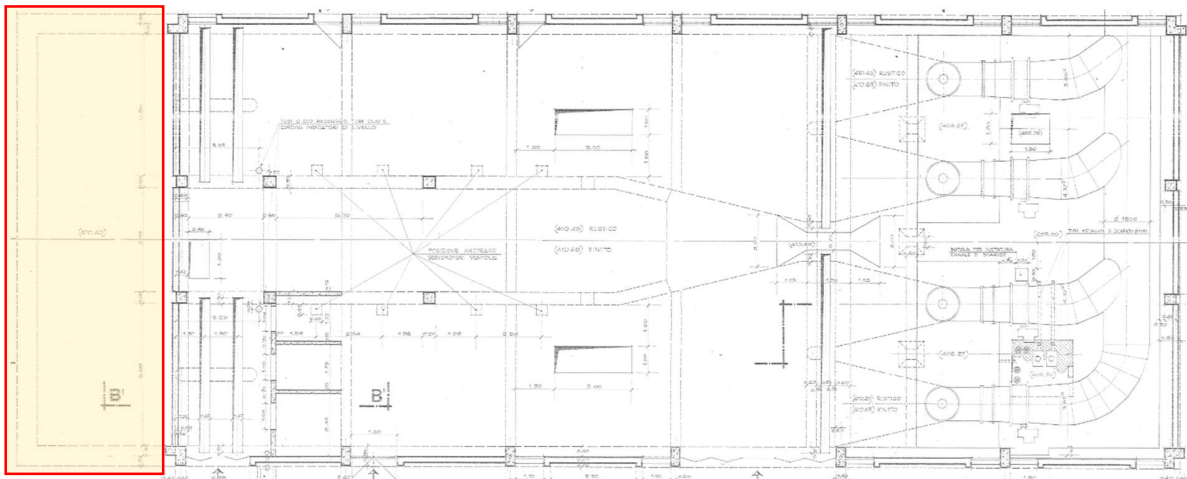
- Il piano interrato, rappresentato in **Figura 4.11**, ha dimensioni 45.20 m x 17.60 m, ed è caratterizzato prevalentemente da setti in c.a. In particolare, nella direzione longitudinale sono presenti due setti perimetrali dallo spessore di 0.80 m, aventi anche funzione di sostegno del terreno, e due setti interni da 0.50 m che convergono in un elemento massivo centrale, posti ad interasse di circa 6.30 m rispetto ai setti perimetrali. Nella direzione trasversale, invece, la struttura è asimmetrica per ragioni legate alla destinazione d’uso, ove i setti sono presenti solo nella zona destra, con spessore pari a 0.80 m per quelli perimetrali e 0.50 m per quelli interni, mentre sul perimetro sinistro il setto è “sostituito” da un telaio caratterizzato da n.3 pilastri a sezione ellittica di dimensioni massime 1.50 x 0.40 m e da una trave a sezione rettangolare 0.50 x 1.40 m.



**Figura 4.11 – Pianta piano interrato**

La chiusura verticale è costituita da un solettone pieno, di spessore 0.35 m, e travi emergenti trasversali (tratteggiate in Figura 4.11) con dimensioni 0.40 x 0.85 m. Da sottolineare, come visibile in **Figura 4.12**, che:

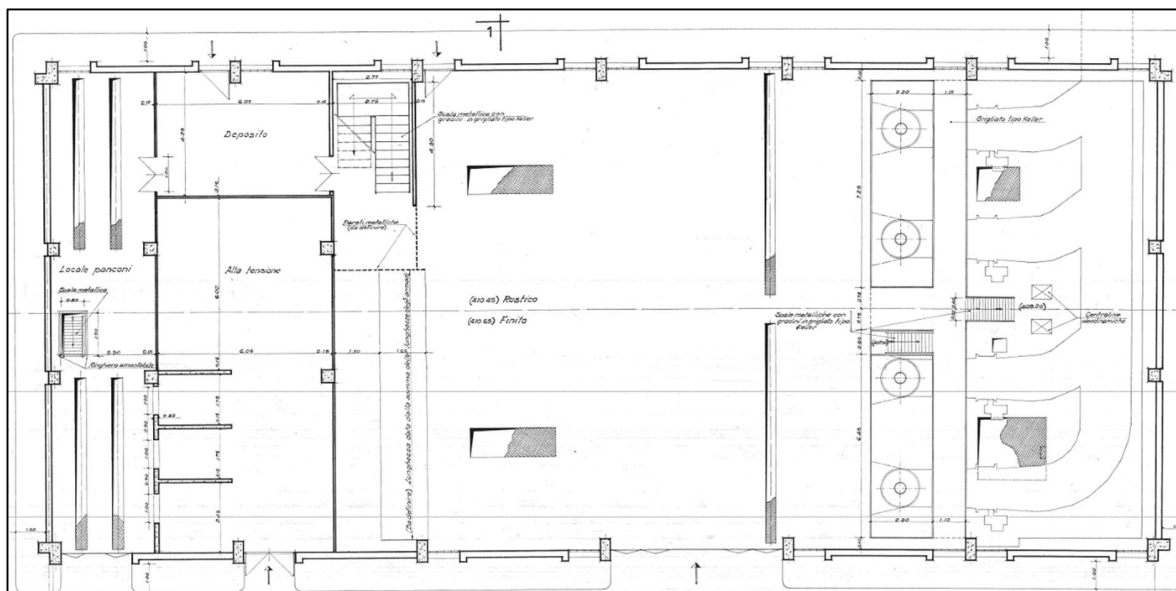
- ✓ i setti longitudinali interni, così come quelli trasversali, si interrompono a circa metà dell'altezza di interpiano, dove proseguono dei pilastri a forma quadrata di lato 40 cm;
- ✓ l'area evidenziata a sinistra non prosegue ai piani superiori, pertanto rimane una zona interrata su cui risiede il piazzale antistante l'edificio.



**Figura 4.12 – Pianta in corrispondenza del piano campagna**

- Il piano terra, come appena anticipato, riduce a 39.60 m la sua dimensione longitudinale, mentre resta inalterata quella trasversale. Il sistema statico è caratterizzato da telai trasversali posizionati ad interasse costante di 6.40 m; tra questi, i due telai perimetrali sono a 3 campate per la presenza di n.2 pilastri interni 0.50 x 0.45 m, posti ad una distanza di circa 4.50 m. Tali telai si distinguono dagli altri sia per la forma ad "L" dei pilastri d'angolo (dimensioni massime del lato pari a 0.80 m), sia per la presenza di travi intermedie, di cui

quella più importante presenta una sezione a “C” di altezza 1.50 m, il cui asse è ubicato ad un interasse di circa 5.65 m rispetto alla base dei pilastri stessi. I telai interni, invece, non presentano travi intermedie, perciò rappresentano un portale in c.a. costituito da pilastri 0.40 x 1.40 m che alla base rastremano adattandosi allo spessore della parete interrata (0.80 m), mentre le travi di copertura sono caratterizzate da un’anima 0.40 x 1.50 m con alette 0.20 x 0.25 m che seguono l’inclinazione della falda di copertura, anch’essa a sezione piena di spessore 0.25 m. Nella direzione longitudinale non sono presenti telai interni, ma solo i due telai perimetrali aventi n.2 file di travi: quelle più basse sono ubicate a circa 4.25 m dalla base dei pilastri ed hanno una sezione a forma rettangolare smussata di dimensioni massime 1.05 x 0.40 m; quelle più alte vanno distinte tra la zona di sinistra, dove vedremo è presente un piano mezzanino, con sezione a “C” di altezza 1.15 m posta a circa 6 m da terra, dalla zona di destra.

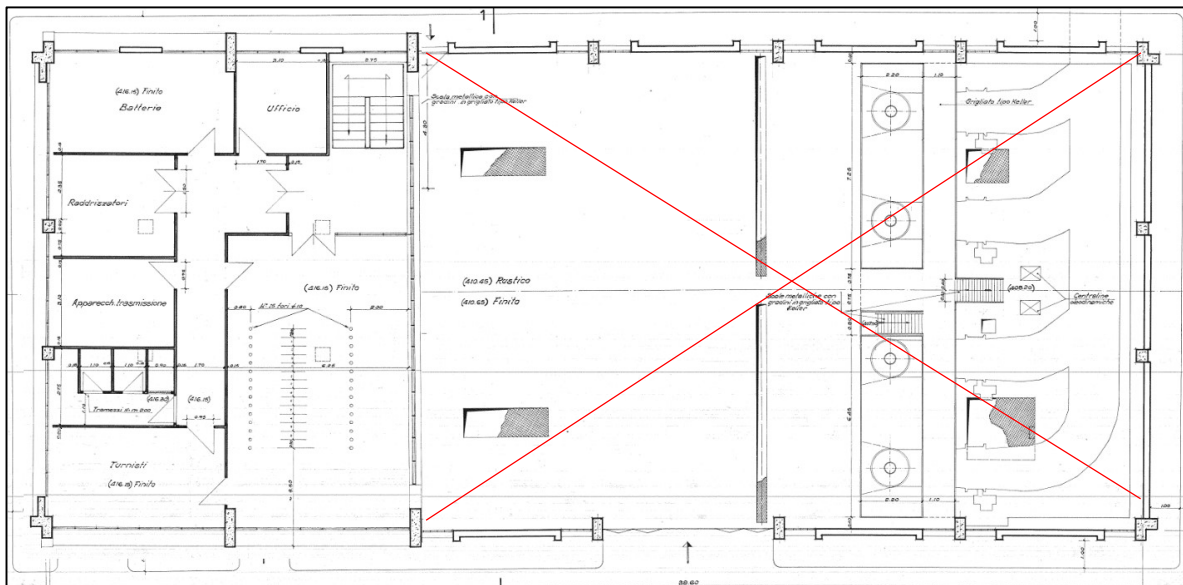


**Figura 4.13 – Pianta piano terra**



In quest'ultimo caso, la trave assolve la funzione di sostenere i carichi derivanti dal carroponete ed hanno perciò una sezione trasversale sempre a forma di "C" ma più "robusta", con dimensioni massime di 1.20 x 1.30 m.

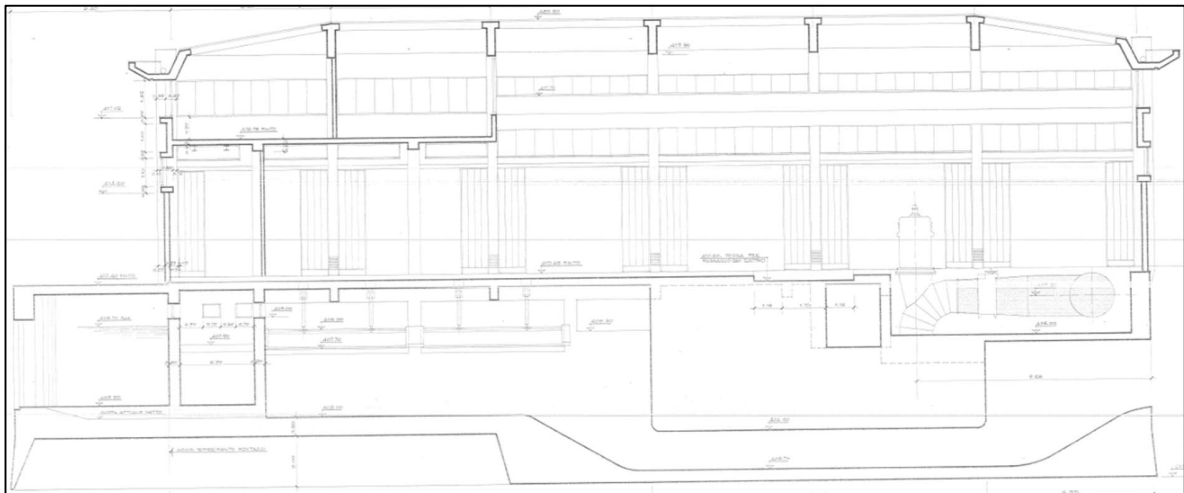
- Il piano mezzanino, come già accennato, è presente solo nella zona di sinistra (vedi anche Figura 4.14) e si estende in direzione longitudinale per circa 13.10 m; il solaio di piano, a soletta piena di spessore 0.25 m, è staticamente sostenuto da due travi trasversali interne di altezza 0.55 m e base 0.50 m e dal telaio perimetrale di sinistra, già descritto in precedenza. Le travi interne a loro volta "scaricano" centralmente su n.4 pilastri di forma quadrata di lato 0.50 m, mentre alle due estremità vengono sostenute dalle travi perimetrali a C appartenenti ai telai longitudinali.



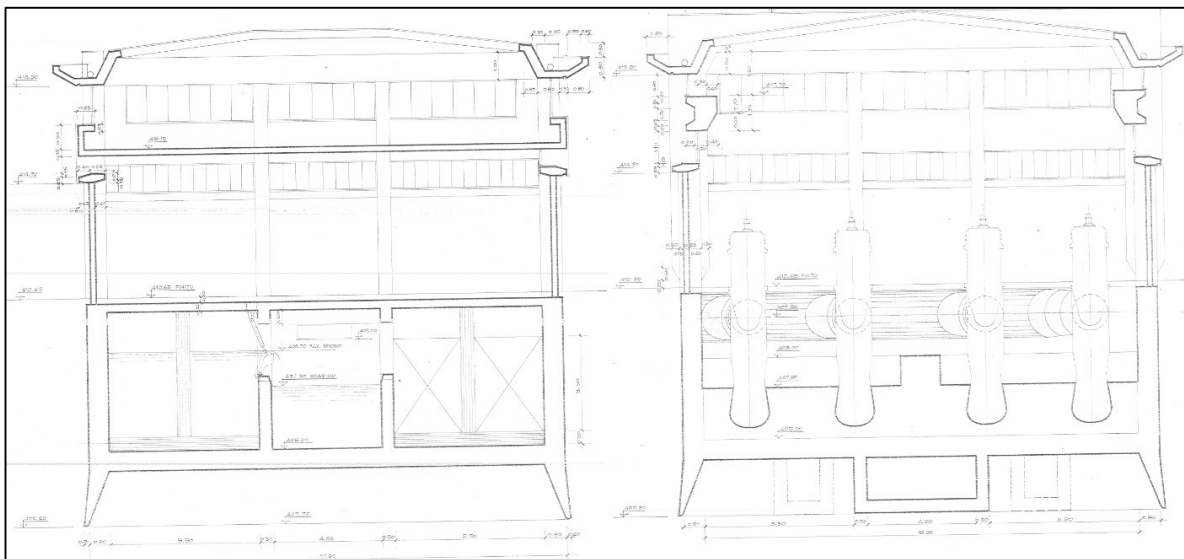
**Figura 4.14 – Pianta piano mezzanino**

Le immagini successive mostrano le sezioni longitudinali e trasversali del corpo di fabbrica, da cui è possibile ottenere ulteriori indicazioni; in particolare:

- visionare le sezioni trasversali delle travi, aventi forme particolari rispetto alla classica sezione rettangolare;



**Figura 4.15 – sezione longitudinale**



**Figura 4.16 – sezioni trasversali su piano mezzanino (lato sx) e su lato carroponete**

- visionare le quote di interpiano e le destinazioni d’uso corrispondenti. Nel dettaglio:
  - o il piano interrato, adibito alla raccolta delle acque, presenta un’altezza media di circa 5.60 m;
  - o il piano terra, nella zona di sinistra, ha un interpiano di circa 5.65 m mentre nella restante parte si estende fino alla copertura, la cui altezza di colmo dista circa 10.20 m rispetto all’estradosso del solettone del primo impalcato. Anche le destinazioni d’uso sono da differenziare tra le due zone, ove a sinistra si è considerato un sovraccarico variabile da affollamento, mentre la zona di destra nonché il perimetro esterno del piazzale, sono attrezzati da autorimessa.

Altri aspetti da tenere in considerazione, sono:

- la presenza di una scala interna a soletta rampante per il collegamento verticale tra il piano terra ed il piano mezzanino;
- la presenza di tamponature classiche in laterizio esclusivamente nei due telai perimetrali trasversali nei campi compresi tra piano terra e prima fila di travi; nei restanti campi sono presenti o solo finestrate o pannelli prefabbricati non in grado di trasmettere azioni orizzontali al sistema intelaiato;
- l’edificio si trova ad una quota di circa 420 m s.l.m., utile per determinare l’azione da neve.

## **4.3 Campagna di indagine e livello di conoscenza**

Nel presente capitolo si mostrano le risultanze delle indagini conoscitive, finalizzate al raggiungimento di un determinato livello di conoscenza, secondo quanto stabilito dalle NTC2018 e successivamente esplicitato nelle CNTC2018.

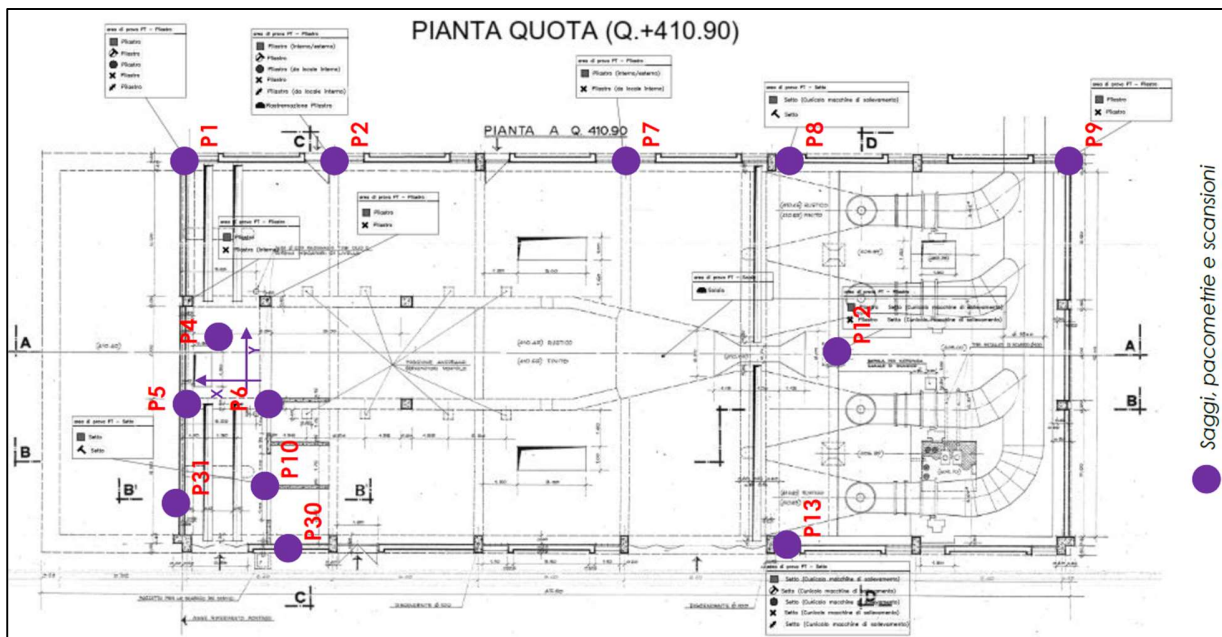
### *4.3.1 Analisi storico-critica*

Dalla ricerca della documentazione progettuale, è stato rinvenuto il progetto esecutivo dell’opera, datato Maggio 1970. Tale progetto, allegato alla presente relazione e pertanto consultabile, riporta le piante alle varie quote e le sezioni longitudinali e trasversali, da cui è possibile leggere la geometria e le dimensioni degli elementi strutturali, mentre non si è riusciti a risalire alle tavole relative alle distinte armature di ciascun elemento. Le informazioni desunte dalle tavole sono comunque state integrate da un rilievo a campione, che ne hanno confermato le misurazioni con errori dell’ordine del centimetro, pervenendo alla restituzione in formato elettronico (cad) di piante e sezioni, quindi alla definizione del sistema strutturale ampiamente descritto al capitolo 1.

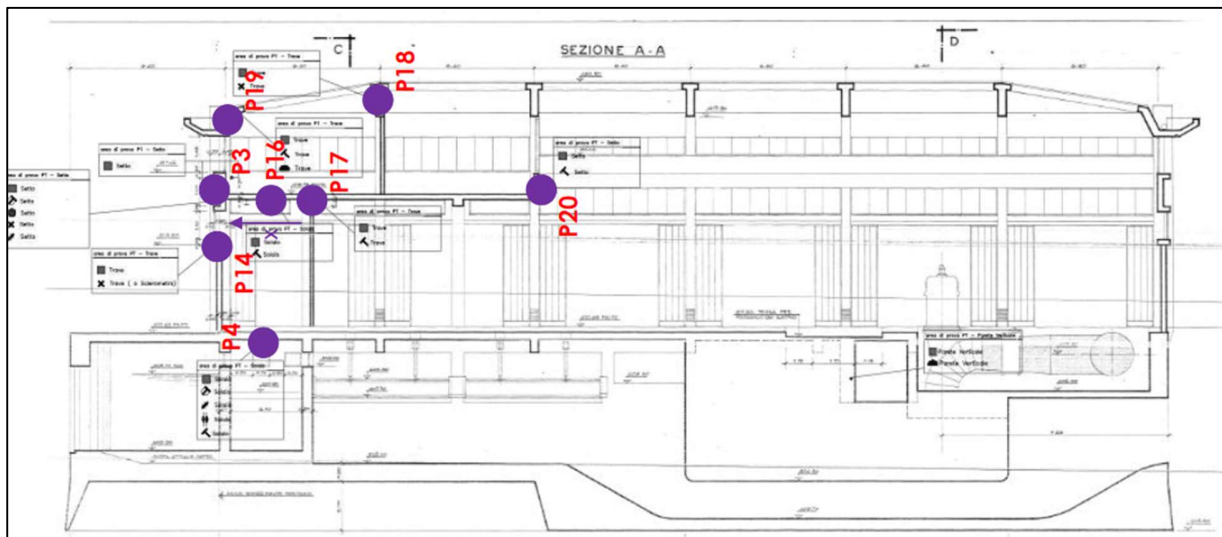
### *4.3.2 Dettagli costruttivi*

In ragione dell’assenza di elaborati progettuali originari di distinta ferri di travi e pilastri, si sono eseguite indagini ispettive ed indagini pacometriche, finalizzate all’individuazione dei diametri e del numero delle barre longitudinali e delle staffe presenti negli elementi principali; le immagini seguenti mostrano una sintesi delle attività di indagine, in dettaglio consultabili nel report redatto dalla Istedil s.p.a., mentre nel presente paragrafo ci si sofferma solo sui risultati maggiormente significativi:

- Le armature nei pilastri vengono compiutamente definite, rinvenendo barre longitudinali con diametri da 20-22mm e staffe  $\phi 8/25$  cm, in assenza di raffittimento alle estremità. I pilastri secondari interni, a sostegno del solettone di primo impalcato lì dove si ha un abbassamento del setto, sono invece armati con barre  $\phi 12$ ;
  - I setti del piano interrato risultano debolmente armati, con barre verticali  $\phi 12/33$  cm ed armatura di ripartizione  $\phi 10/50$  cm. Altri setti interni secondari indagati riducono addirittura l’armatura verticale ad un diametro da 10 mm;
  - Le travi, a causa della particolare geometria che non permette l’ispezionabilità completa delle superfici, sono state definite soltanto in termini di staffe ( $\phi 8/25$  cm) e rilevate alcune delle barre longitudinali, i cui diametri risultano essere da 22-24 mm nel caso degli elementi trasversali che “portano” i solai,  $\phi 10-12$  mm per le travi longitudinali “scariche”,  $\phi 16$  mm per le travi longitudinali che “portano” le azioni derivanti dal carroponete. Solo in questo caso si è provveduto ad integrare le informazioni mancanti con quelle desunte da un progetto simulato per meccanismi di flessione;
  - I solai di impalcato a soletta piena sono stati indagati nelle zone di intradosso maggiormente sollecitate; si è evitata l’indagine ad etradosso per via dell’eccessiva invasività dell’intervento. In questo caso, i solettoni indagati evidenziano una rete di armatura, che per il primo impalcato è costituita da barre  $\phi 10$ mm con passo 20 cm nella direzione longitudinale, 25 cm in quella trasversale; per il secondo impalcato (piano mezzanino) invece è presente un’armatura longitudinale  $\phi 14/30$  cm ed un’armatura di ripartizione  $\phi 8/30$  cm.
  - Non è stata indagata invece, per problemi di ispezionabilità, la soletta di copertura, nè si è avuta la possibilità di individuare l’andamento delle barre all’interno dei nodi trave-pilastro, proprio per la peculiarità dell’opera con travi aventi sezioni di forma particolare e ad asse eccentrico rispetto ai pilastri.
-



**Figura 4.17 – indagini pacometriche e saggi ispettivi ubicati in pianta**



**Figura 4.18 – indagini pacometriche e saggi ispettivi ubicati in sezione A-A**

#### *4.3.3 Ausilio con progetto simulato*

Al fine di completare le informazioni riguardo le barre di armatura in particolare sulle travi, è stato condotto un progetto simulato facendo riferimento a:

- schemi statici di telaio piano, che probabilmente si adottavano all’epoca della progettazione;
- metodo delle tensioni ammissibili, secondo cui i carichi caratteristici non vanno amplificati dei coefficienti di combinazione;
- utilizzo della formula di progetto dell’area di armatura per semplice flessione, valida nelle ipotesi a base della teoria classica del c.a. (perfetta aderenza tra cls e barre con l’introduzione del coefficiente  $\eta$ , cls non reagente a compressione, etc...) e sezione rettangolare equivalente:

$$A_{min} = \frac{M_{sd}}{0.9 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s}$$

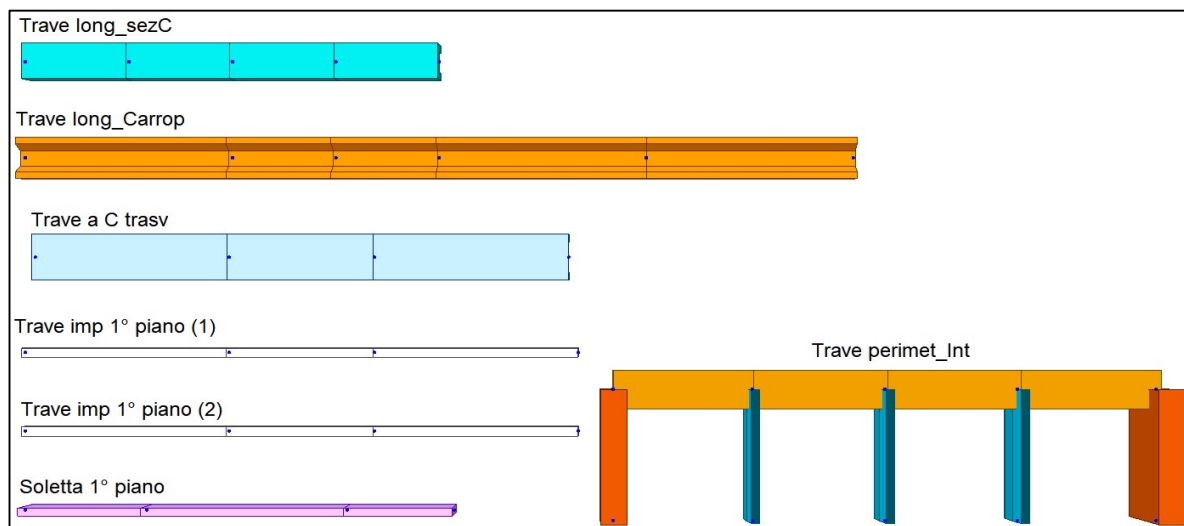
- carichi accidentali sul solaio del piano mezzanino sempre pari a 2.00 kN/mq;
- tensione ammissibile nelle barre di armatura secondo quanto indicato nel R.D. 1939, visto che i decreti attuativi della Legge 1086/1971 sono arrivati successivamente alla progettazione dell’opera.

A partire dal valore dell’area minima, conoscendo il diametro della singola barra longitudinale, indagata in situ, è possibile risalire al numero di barre sia quando la zona tesa è quella inferiore, sia quando lo è quella superiore. A tale proposito, il prospetto excel riportato in Figura 4.19 mostra la valutazione del numero di barre (o passo nel caso dei setti) ed esegue il confronto con eventuali indagini pacometriche complete eseguite in situ, riportano in verde l’esito positivo, in giallo piccole difformità, a sottolineare che comunque la procedura utilizzata può ritenersi attendibile.

Descrizione	b	h	Zona	Msd	d	$\sigma_s$	As	$\phi$	num	passo	minimi	num, min	Note
-	[cm]	[cm]	-	[kNm]	[m]	[Mpa]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	-	-	-	-	-
Soletta 1° piano	100	25	Inf	11.6	0.22	260	2.253	14	2	50	0.50%	9	passo 30 cm da pacomet
Soletta 1° piano	100	25	Sup	59.25	0.22	260	11.509	14	8	12.5	0.50%	9	qui possibile raffittimento t
Trave imp. 1° piano			Inf	302.8	0.52	260	24.885	24	6	16.66667	0.50%	0	
Trave imp. 1° piano			Sup	297.05	0.52	260	24.412	24	6	16.66667	0.50%	0	
Trave imp. 1° piano			Inf	180.332	0.52	260	14.820	24	4	25	0.50%	0	OK con pacometrica P17
Trave imp. 1° piano			Sup	176.907	0.52	260	14.539	24	4	25	0.50%	0	
Trave a C trasv			Inf	94.175	1.46	260	2.757	12	3	33.33333	0.50%	0	N.5f12 da pacometrica P3
Trave a C trasv			Sup	90.8	1.46	260	2.658	12	3	33.33333	0.50%	0	
Trave trasv copert			Inf	534.697	1.46	260	15.651	22	5	20	0.50%	0	n.4f22 da intradosso P18
Trave trasv copert			Sup	1069.394	1.46	260	31.302	22	9	11.11111	0.50%	0	
Trave long_carrop	94.62	130	Inf	134.636	1.27	260	4.530	16	3	33.33333	0.50%	31	da pacometrica trovato 1f
Trave long_carrop	94.62	131	Sup	168.312	1.27	260	5.664	16	3	33.33333	0.50%	31	
Trave long_sezC	42.39	115	Inf	305.899	1.12	260	11.672	16	6	16.66667	0.50%	13	Nessuna pacometrica
Trave long_sezC	42.39	115	Sup	279.093	1.12	260	10.649	16	6	16.66667	0.50%	13	
Trave perimet_Int	70	125	Inf	80.967	1.22	260	2.836	12	3	33.33333	0.50%	39	Nessuna pacometrica
Trave perimet_Int	70	125	Sup	102.446	1.22	260	3.589	12	4	25	0.50%	39	
Parete int	100	80	Tergo	110.47	0.78	260	6.052	12	6	16.66667	0.50%	36	Nessuna pacometrica

**Figura 4.19 – Stralcio prospetto excel per calcolo barre armatura secondo progetto simulato**

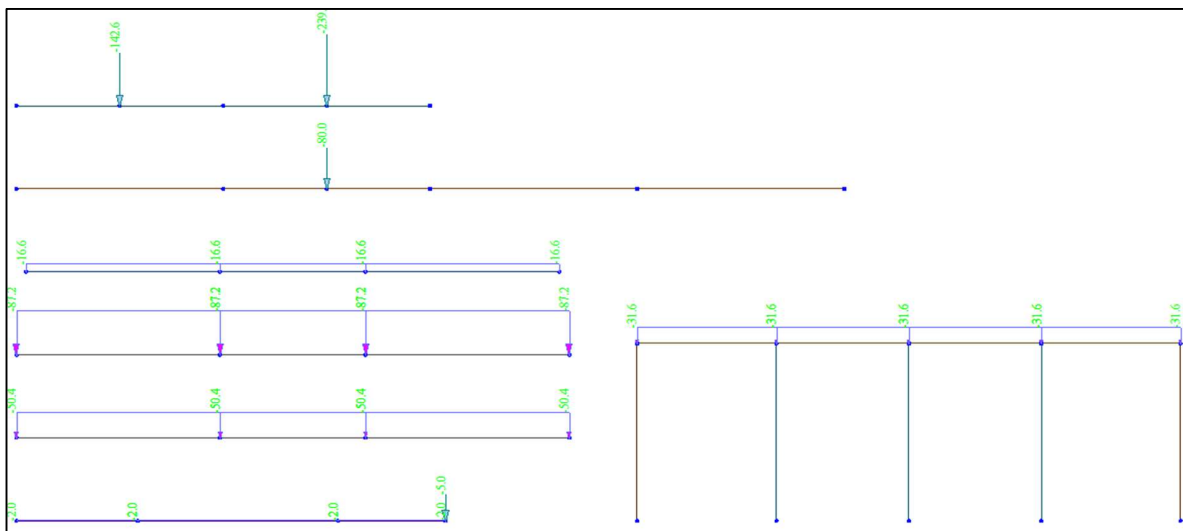
Nel prospetto, la descrizione dell'elemento fa riferimento, per gli schemi statici non risolvibili facilmente con formulazione chiusa, a schemi semplificati modellati agli elementi finiti e rappresentati in Figura 4.20 nella vista estrusa.



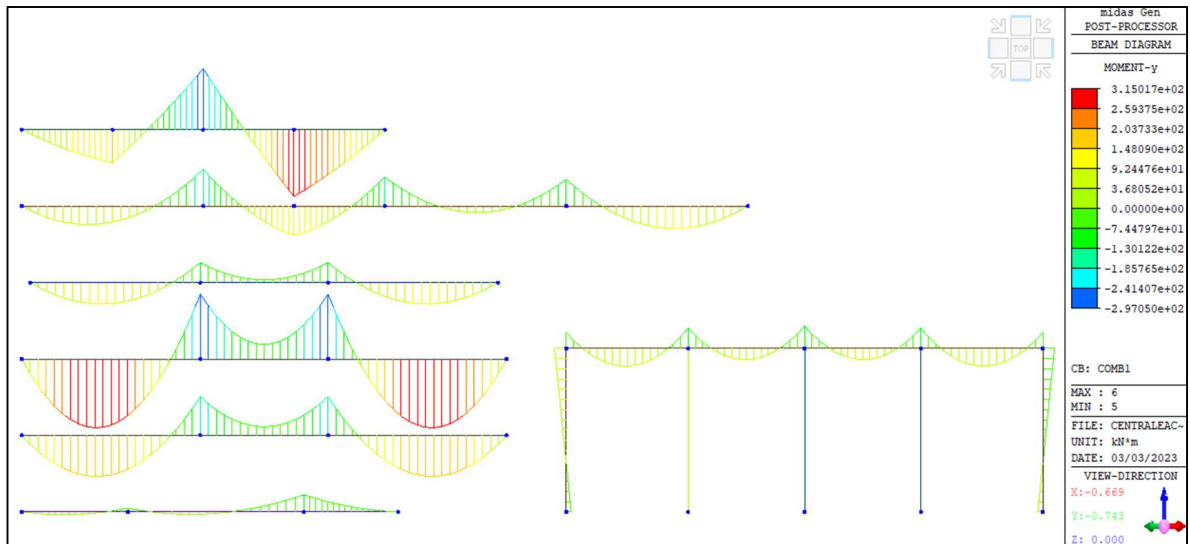
**Figura 4.20 – Schemi statici semplificati per il progetto simulato: descrizione elementi**



Nella **Figura 4.21** si rappresenta invece, nella vista unifilare, l’applicazione dei sovraccarichi permanenti derivanti o da analisi dei carichi ed aree di influenza, o inserendo carichi concentrati ottenuti dalla lettura delle reazioni vincolari dagli stessi schemi statici semplificati. La **Figura 4.22** mostra infine le sollecitazioni di flessione ottenute e riportate, nei valori massimi, nella colonna Msd del prospetto excel.



**Figura 4.21 – Schemi statici semplificati per il progetto simulato: applicazione carichi perm.**



**Figura 4.22 – Schemi statici semplific. per progetto simulato: diagramma momento flettente**

#### 4.3.4 Caratterizzazione meccaniche dei materiali

##### 4.3.4.1 Prove su cls

Sono state eseguite sia prove distruttive, caratterizzate dal classico prelievo della carota di cls schiacciata successivamente in laboratorio previa la determinazione della profondità di carbonatazione, che prove non distruttive (metodologia SonReb), alcune delle quali posizionate negli stessi punti dove si è prelevata la carota, in modo da ottenere una corretta correlazione. Le immagini seguenti mostrano l’ubicazione delle prove appena descritte e le tabelle di sintesi stralciate dal rapporto di prova redatto dalla Istedil s.p.a.; in dettaglio:

- N.5 prelievi di carote di cls, sottoposti a prova di compressione in laboratorio, di cui n.2 nei pilastri, n.2 in setti, n.1 nelle travi;

PROVE DI COMPRESSIONE SU CAROTE					
N°	Stazione di prelievo	Diametro d (mm)	Altezza h (mm)	Massa Volumica D (Kg/m³)	Resistenza a compressione R <sub>c</sub> (N/mm²)
1	C1 - PILASTRO ZONA 1	104	104	2246	12.1
2	C2 - PILASTRO ZONA 2	104	104	2214	20.5
3	C3 - SETTO ZONA 3	104	104	2196	19.0
4	C4 - SETTO ZONA 13	104	104	2344	37.8
5	C5 - TRAVE ZONA 25	104	104	2285	24.3

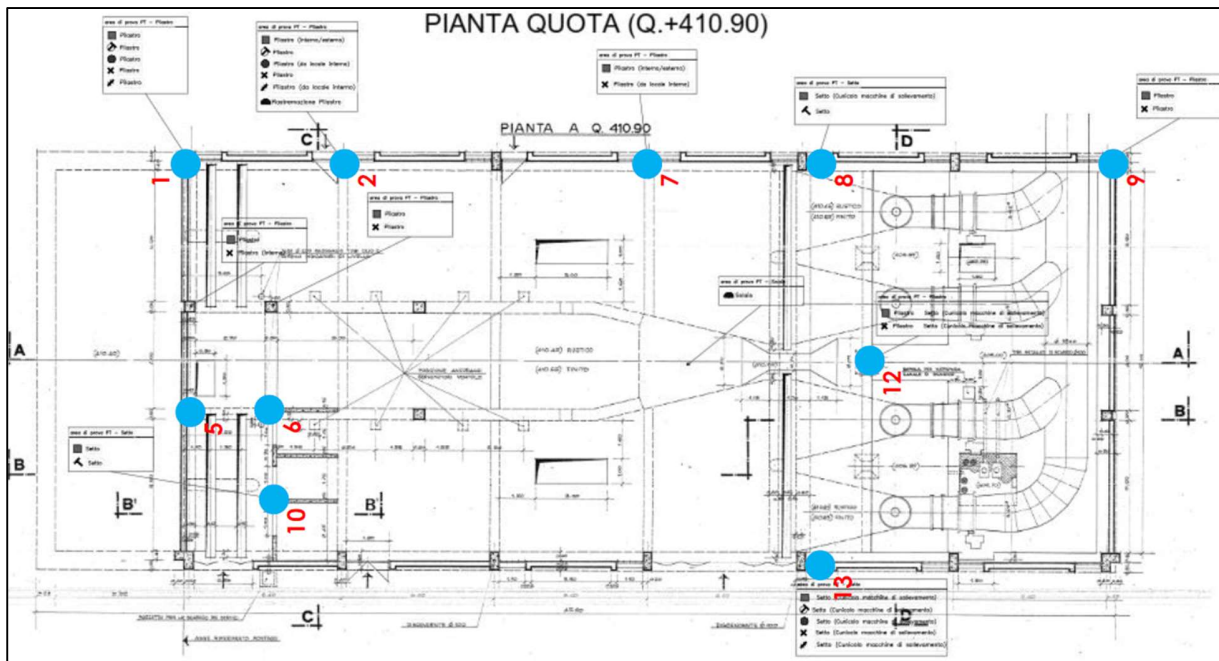
- n.22 indagini sclerometriche eseguite su travi, pilastri, setti e solette, di cui però soltanto n.13 sono quelle utilizzate per la determinazione della resistenza correlata secondo la metodologia SonReb;
- N.13 indagini ultrasoniche su travi, pilastri e setti, finalizzate alla determinazione della velocità di attraversamento del materiale.

BATTUTE SCLEROMETRICHE NEL CALCESTRUZZO													
N°	STAZIONE DI MISURA	$\alpha$	INDICI SCLEROMETRICI										$I_m$
--	---	°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	---
1	PILASTRO ZONA 1	0	28	28	26	24	26	26	24	26	24	26	25.8
2	PILASTRO ZONA 2	0	34	32	32	30	30	32	32	32	32	32	31.8
3	SETTO ZONA 3	0	32	34	36	33	34	35	33	32	32	34	33.5
4	SOLETTA ZONA 4	+90	40	38	38	39	40	41	43	40	38	39	39.6
5	PILASTRO ZONA 5	0	33	31	32	33	34	35	32	33	34	35	33.2
6	PILASTRO ZONA 6	0	36	34	35	35	35	35	34	36	35	36	35.1
7	PILASTRO ZONA 7	0	40	38	36	38	38	38	38	38	38	36	37.8
8	SETTO ZONA 8	0	38	40	42	36	36	36	38	38	36	38	37.8
9	PILASTRO ZONA 9	0	40	44	38	44	46	44	46	48	44	44	43.8
10	SETTO ZONA 10	0	36	35	31	32	30	34	34	32	30	35	32.9
11	PILASTRO ZONA 12	0	36	38	40	38	36	38	38	36	40	38	37.8
12	SETTO ZONA 13	0	38	36	38	36	40	38	36	36	38	38	37.4
13	SOLETTA ZONA 16	+90	37	39	38	39	40	42	39	38	41	40	39.3
14	TRAVE ZONA 17	0	34	36	35	35	35	34	36	34	33	31	34.3
15	TRAVE ZONA 18	0	37	35	36	33	34	33	35	34	36	34	34.7
16	TRAVE ZONA 19	0	40	39	36	4	38	37	38	40	41	41	35.4
17	SETTO ZONA 20	0	36	32	34	33	32	36	35	35	31	33	33.7
18	CORDOLO ZONA 22	0	41	43	42	43	44	45	44	43	45	46	43.6
19	TRAVE ZONA 25	0	40	38	38	41	42	38	41	40	39	41	39.8
20	TRAVE ZONA 27	0	32	34	35	33	34	35	34	32	35	36	34.0
21	SOLETTA ZONA 28	+90	36	38	35	34	38	37	35	36	39	38	36.6
22	SETTO ZONA 29	0	34	36	37	35	34	33	35	36	34	35	34.9

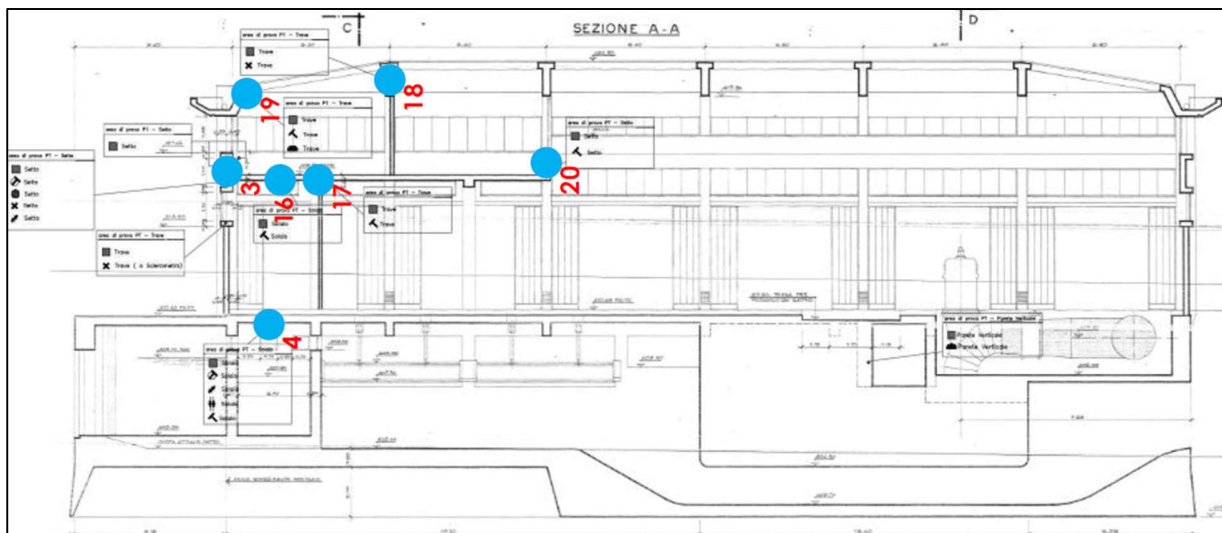
MISURA VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE ULTRASUONI NEL CALCESTRUZZO					
N°	Stazioni di misura	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>media</sub>
---	---	m/s	m/s	m/s	m/s
1	PILASTRO ZONA 1	3359	3475	3384	3406
2	PILASTRO ZONA 2	3854	3690	3676	3740
3	SETTO ZONA 3	3613	3497	3592	3567
4	PILASTRO ZONA 5	3410	3272	3573	3418
5	PILASTRO ZONA 6	3897	3837	3864	3866
6	PILASTRO ZONA 7	3791	3960	3854	3868
7	PILASTRO ZONA 9	4292	4202	4128	4207
8	PILASTRO ZONA 12	4277	4242	4339	4286
9	TRAVE ZONA 17	3310	3264	3271	3282
10	TRAVE ZONA 18	3906	3839	3799	3848
11	CORDOLO ZONA 22	4179	3966	4301	4149
12	TRAVE ZONA 25	4124	4000	4007	4043
13	TRAVE ZONA 27	3861	3784	3759	3802

In merito alla prova relativa alla profondità di carbonatazione eseguita in laboratorio sulle carote prelevate, è emerso quanto stralciato nella tabella seguente.

MISURA PROFONDITÀ DI CARBONATAZIONE SU CAROTE				
N°	Sigla provino	Diametro (mm)	Lunghezza prelievo (mm)	Carbonatazione (mm) $d_{media}$
1	C1 - PILASTRO ZONA 1	104	210	86
2	C2 - PILASTRO ZONA 2	104	200	6
3	C3 - SETTO ZONA 3	104	170	3
4	C4 - SETTO ZONA 13	104	170	25
5	C5 - TRAVE ZONA 25	104 <td 190	25	



**Figura 4.23 – indagini sclerometriche + ultrasoniche: ubicazione in pianta**

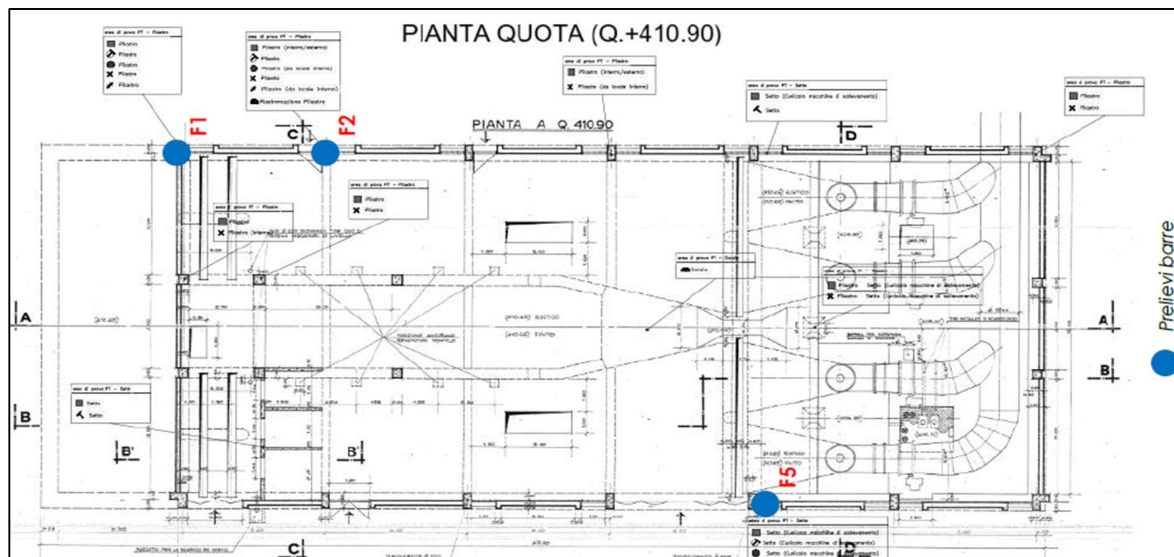


**Figura 4.24 – indagini sclerometriche + ultrasoniche: ubicazione in sezione A-A**

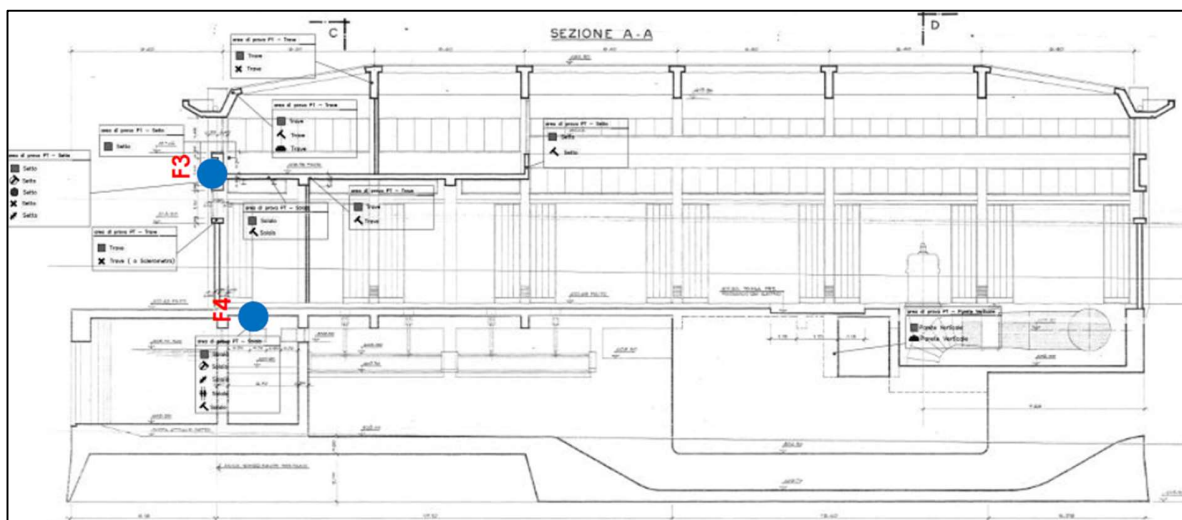
#### 4.3.4.2 Prove su barre di armatura

Sono state eseguite le prove sotto sintetizzate sulla quasi totalità dei diametri delle barre di armatura riscontrate in situ; l'ubicazione dei prelievi è mostrata nelle immagini successive.

PROVE DI TRAZIONE						
N°	Stazione di prelievo	Diametro nominale $d_{nom}$ mm	Diametro effettivo $d_{eff}$ mm	Tensione snervamento $f_y$ N/mm <sup>2</sup>	Tensione rottura $f_t$ N/mm <sup>2</sup>	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



**Figura 4.25 – prelievo barre di armatura per prove di trazione: ubicazione in pianta**



**Figura 4.26 – prelievo barre di armatura per prove di trazione: ubicazione in sezione A-A**



#### 4.3.5 Livello di conoscenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive (§4.3.1, §4.3.2 e §4.3.4), si va ad individuare il “livello di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definire i correlati fattori di confidenza FC, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1: livello di conoscenza limitato,           cui corrisponde FC=1.35;
- LC2: livello di conoscenza adeguato,       cui corrisponde FC=1.20;
- LC3: livello di conoscenza accurato,       cui corrisponde FC=1.00 .

Nel caso specifico, secondo quanto riportato al par. C8.5.4.2 delle CNTC2018, cui si rimanda per maggiori dettagli, le informazioni ottenute dalla campagna di indagine sono tali da poter considerare il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2, cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1.20 (vedi anche tabella C8.5.IV delle CNTC2018 stralciata di seguito).

**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

Si ricorda che il fattore di confidenza riduce le resistenze dei materiali determinate a seguito delle indagini conoscitive (valori medi), così da ottenere i valori di progetto per i meccanismi di tipo duttile, mentre nel controllo dei meccanismi di tipo fragile bisogna tenere conto anche del coefficiente parziale di sicurezza previsto dalla normativa per i materiali di nuova realizzazione.

## 4.4 Analisi dei carichi

### 4.4.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali è tenuto conto in maniera automatica dal software di calcolo utilizzato, assegnando il peso dell’unità di volume del materiale, nel caso specifico si assume  $\gamma_{ca}=25 \text{ kN/m}^3$ .

### 4.4.2 Sovraccarichi permanenti

Fanno parte di questa categoria il peso proprio dei solai (sovraccarico permanente strutturale) ed i sovraccarichi permanenti “portati” dagli orizzontamenti, eventuali tamponature perimetrali, i tramezzi interni. Di seguito una sintesi dei risultati ottenuti per ciascuna tipologia omogenea, puntualizzando che l’influenza dei tramezzi è stata tenuta in conto come carico “spalmato” sulla superficie del solaio, secondo le indicazioni fornite al par. 3.1.3 delle NTC2018, ove con  $G_2$  si indica il peso per unità di lunghezza valutato per il singolo tramezzo, mentre  $g_2$  rappresenta il carico per unità di superficie da considerare sul solaio:

<b>Valutazione carico permanente tramezzature su solai</b>			
Descrizione	geometria	$G_2$ [kN/m]	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Laterizio forato	$\gamma=8 \text{ kN/m}^3$ ; $s=0.08 \text{ m}$ ; $h=2.95 \text{ m}$	1.89	-
Intonaco	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ; $s=0.02 \text{ m}$ ; $h=2.95 \text{ m}$	1.06	-
	$\Sigma$	2.95	<b>1.20</b>

<b>Soletta piena primo impalcato, area interna</b>		
Descrizione	geometria	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Soletta piena	$\gamma=25$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.35$ m	8.75
Pavimentazione	$\gamma=20$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.025$ m	0.50
Zone in presenza tramezzi	–	1.20
	<b><math>\Sigma g_{1k}</math></b>	<b>8.75</b>
	<b><math>\Sigma g_{2k}</math></b>	<b>0.50 (1.70)</b>

<b>Soletta piena primo impalcato, area esterna</b>		
Descrizione	geometria	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Soletta piena	$\gamma=25$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.35$ m	8.75
Pacchetto pavimentazione stradale	$\gamma=20$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.15$ m	3.00
	<b><math>\Sigma g_{1k}</math></b>	<b>8.75</b>
	<b><math>\Sigma g_{2k}</math></b>	<b>3.00</b>

<b>Soletta piena secondo impalcato</b>		
Descrizione	geometria	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Soletta piena	$\gamma=25$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.25$ m	6.25
Massetto di sottopavimentazione	$\gamma=18$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.028$ m	0.50
Pavimentazione	$\gamma=20$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.025$ m	0.50
Zone in presenza tramezzi	–	1.20
	<b><math>\Sigma g_{1k}</math></b>	<b>6.25</b>
	<b><math>\Sigma g_{2k}</math></b>	<b>1.00 (2.20)</b>

<b>Soletta piena impalcato di copertura</b>		
Descrizione	geometria	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Soletta piena	$\gamma=25$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.25$ m	6.25
Sistema di impermeabilizzazione	–	0.15
	$\Sigma g_{1k}$	<b>6.25</b>
	$\Sigma g_{2k}$	<b>0.15</b>

#### 4.4.3 Spinta statica del terrapieno

Poiché i setti sono vincolati in testa dalla presenza del solettone, è plausibile che non si verifichino le condizioni limite di spinta attiva, ma si considera il terrapieno nel suo stato di "riposo". Ipotizzando un materiale di riempimento caratterizzato da un peso dell'unità di volume  $\gamma_n=18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$  e da un angolo di attrito interno  $\phi'=30^\circ$ , ipotizzando la presenza della falda ad 1.15 m ( $h_w$ ) al di sotto del piano campagna, si ottengono i seguenti valori:

- Coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi' = 0.50$$

- Tensione orizzontale in sommità ( $z=-0.15 \text{ m}$  da p.c.)

$$\sigma_x = k_0 \cdot \gamma_n \cdot z = 1.35 \text{ kN/m}^2$$

- Tensione orizzontale inizio falda ( $z=-1.15 \text{ m}$  da p.c.)

$$\sigma_x = k_0 \cdot \gamma_n \cdot z = 10.35 \text{ kN/m}^2$$

- Tensione orizzontale al piede ( $z=-5.75 \text{ m}$  da p.c.)

$$\sigma'_x = k_0 \cdot [h_w \cdot (\gamma_n - \gamma'_{sat}) + \gamma'_{sat} \cdot z] = 29.32 \text{ kN/m}^2$$

$$u_x = \gamma_w \cdot (z - h_w) = 46.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}; \sigma_x = \sigma'_x + u_x = 75.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 4.4.4 Azione sismica

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17/01/2018 p.to 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d’Uso del fabbricato;
- Categoria del Suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

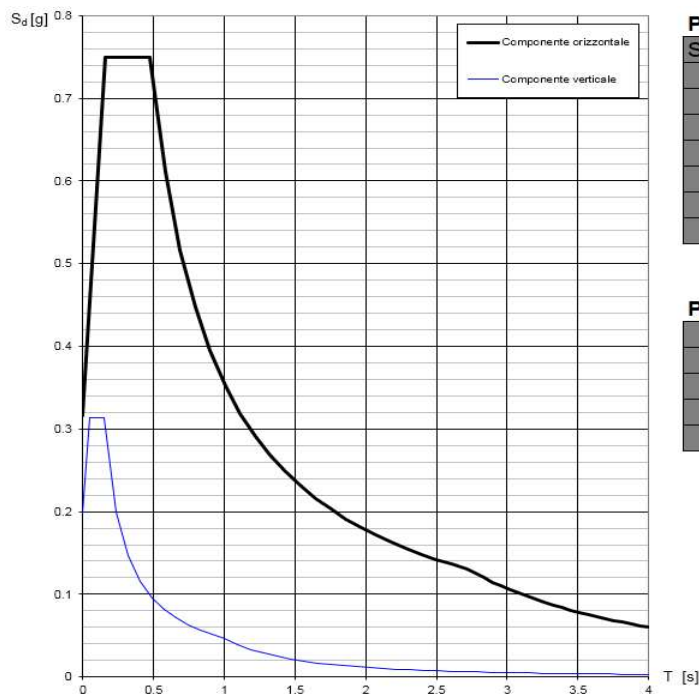
Si riportano di seguito i parametri sismici utilizzati nelle verifiche:

- Classe d’uso: IV;
- Sito in esame: Comune di Castel Sant’Angelo (RI)
  - ✓ Latitudine (ED50): 42°,36643
  - ✓ Longitudine (ED50): 13°,00656
- Categoria del suolo: B;
- Categoria topografica: T1;
- Vita nominale: 50 anni;
- Coefficiente d’uso  $C_u$ : 2,0;

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [S]
SLO	60	0.094	2.378	0.285
SLD	101	0.118	2.334	0.295
SLV	949	0.278	2.372	0.349
SLC	1950	0.349	2.408	0.363

L’immagine successiva mostra lo spettro di risposta relativo allo stato limite SLV e SLD.

---

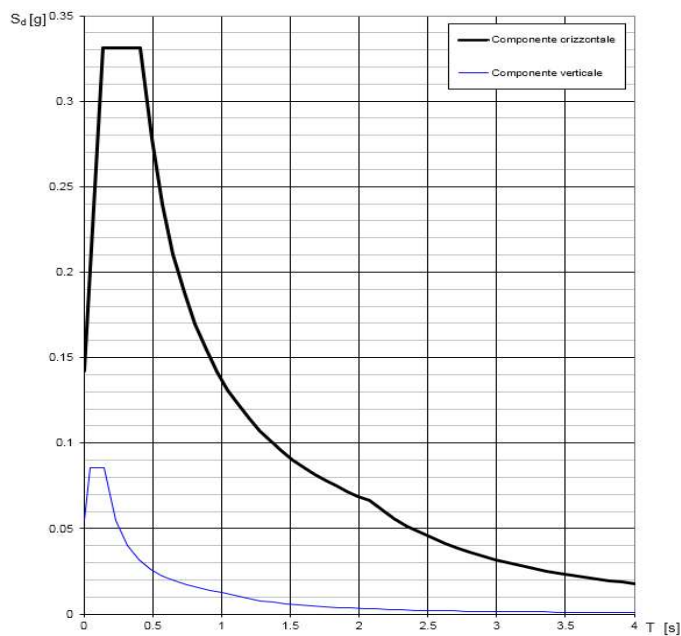


**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.278 g
$F_o$	2.372
$T_C$	0.349 s
$S_S$	1.136
$C_C$	1.357
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.136
$\eta$	1.000
$T_B$	0.158 s
$T_C$	0.474 s
$T_D$	2.712 s



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.118 g
$F_o$	2.334
$T_C$	0.295 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.404
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.138 s
$T_C$	0.414 s
$T_D$	2.073 s

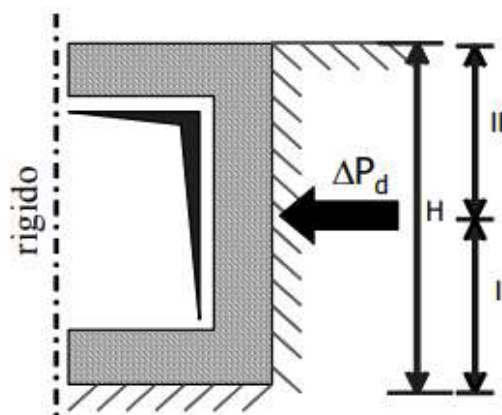
**Figura 4.27 – Spettri di risposta elastici stato limite SLV e SLD**



#### 4.4.5 Incremento sismico della spinta del terreno

L’incremento di spinta dinamico sulla struttura è tenuto in conto facendo riferimento alla teoria di Wood, utilizzata per opere di sostegno che non possono subire spostamenti o rotazioni. La distribuzione di pressioni risultanti ha andamento costante ed è correlata al peso dell’unità di volume del terreno potenzialmente mobilitato, al coefficiente  $k_h = (a_g/g) S$  e all’altezza interrata del setto  $H$ , tramite la formulazione:

$$\Delta p_d(z) = (a_g/g) S \bar{\gamma} H = k_h \bar{\gamma} H$$



**Figura 4.28 - Incremento di spinta sismica secondo la teoria di Wood**

Nel caso specifico si ottiene, con riferimento allo SLV, all’ipotesi di un terreno dinamicamente impervio e alla simbologia già indicata per il calcolo della spinta statica (vedi par. 0), quanto di seguito illustrato:

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_n \cdot h_w + \gamma_{sat} \cdot (H - h_w)}{H} = 18.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta p_d = 0.278 \cdot 1.136 \cdot 18.8 \cdot 5.60 = 33.25 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4.6 Sovraccarichi variabili

I sovraccarichi variabili sono definiti in ragione delle destinazioni d’uso indicate al par. 4.2 della presente relazione, quindi facendo riferimento alla tabella 3.1.2 delle NTC2018. Nel caso specifico si sintetizzano sia i valori dei sovraccarichi variabili, sia i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  da prendere in considerazione ai fini delle combinazioni di carico di cui si dirà successivamente.

Descrizione destinazione d’uso	Categoria	qk [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
-	-				
Aree per accumulo di merci	E1	6.00	1.00	0.90	0.80
Ambiente suscettibile di affollamento	C	4.00	0.70	0.70	0.60
Uffici non aperti al pubblico	B1	2.00	0.70	0.60	0.30
Coperture sola manutenzione	H	0.50	0.00	0.00	0.00
Neve	-	1.10	0.50	0.20	0.00

In merito al carico da neve, si fa riferimento a quanto indicato al capitolo 4 delle NTC2018. In particolare, rimandando alla procedura descritta dalla norma, l’azione statica equivalente può essere determinata, per tetto a due falde e struttura isolata, attraverso le seguenti espressioni:

- Zona: II;
- Esposizione isolata:  $C_e=0.9$ ;
- $a_s$ : 420 m s.l.m.;
- coefficiente termico:  $C_t=1.00$
- $q_{sk} = 0.85[1+(420/481)^2]$  1.50 kN/m<sup>2</sup>
- copertura falde  $\alpha < 30^\circ$ :  $\mu = 0.80$
- $q_n = 0.80 \cdot 0.90 \cdot 1.50$  1.10 kN/m<sup>2</sup>

#### *4.4.7 Considerazioni sulla spinta dell’acqua*

Poiché le azioni legate alla spinta dell’acqua presente al piano interrato sono favorevoli, in quanto di verso opposto rispetto alla spinta del terrapieno a tergo, si ipotizza la condizione di assenza di acqua all’interno di tutto l’ambiente. In presenza di sisma, essendo l’ambiente al di sotto del piano campagna, è possibile trascurare gli effetti legati allo sloshing.

#### 4.4.8 Combinazione dei carichi

Le combinazioni dei carichi prese in considerazione fanno riferimento a quanto indicato al par. 2.5.3 delle NTC2018. In particolare, ai fini della valutazione della sicurezza, si fa riferimento alle combinazioni allo SLU o fondamentali, considerando ciascuno dei carichi accidentali come prevalente; in presenza di sisma, invece, la combinazione da prendere in considerazione è quella quasi permanente dei carichi, in cui cioè i coefficienti di combinazione delle azioni permanenti sono unitari, mentre per i carichi variabili si applicano i coefficienti di combinazione  $\psi_2$  riportati al par. 4.4.6 della presente relazione. La tabella mostra una sintesi delle combinazioni utilizzate con riferimento alle analisi statiche (pseudo-statiche) lineari.

-	STATICA				SLV SISMA			
Tipo di carico	1	2	3	4	6	7	8	9
Pp	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1
Pperm	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1
Spinta terreno	1	1	1	1	1	1	1	1
Affollamento	1.05	1.05	1.5	1.05	0.6	0.6	0.6	0.6
Carrabile (automezzi)	1.5	1.5	1.5	1.5	0.8	0.8	0.8	0.8
Uffici non aperti al pubb	1.5	1.05	1.05	1.05	0.3	0.3	0.3	0.3
Manutenzione	0	0	0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Neve	0.75	1.5	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
Wood_X	0	0	0	0	1	0.3	-1	-0.3
Wood_Y	0	0	0	0	0.3	1	-0.3	-1

Per le analisi statiche non lineari, a cui si farà riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica del sistema strutturale, per i casi di carico elementari aventi componente verticale si applicano sempre i coefficienti di combinazione riportati in

tabella, mentre le spinte di Wood sono considerate solo nella direzione in cui si applicano le distribuzioni di forza proporzionali alle masse o ai modi di vibrare fondamentali, secondo quanto sarà chiarito più in avanti.

## **4.5 Analisi preliminare**

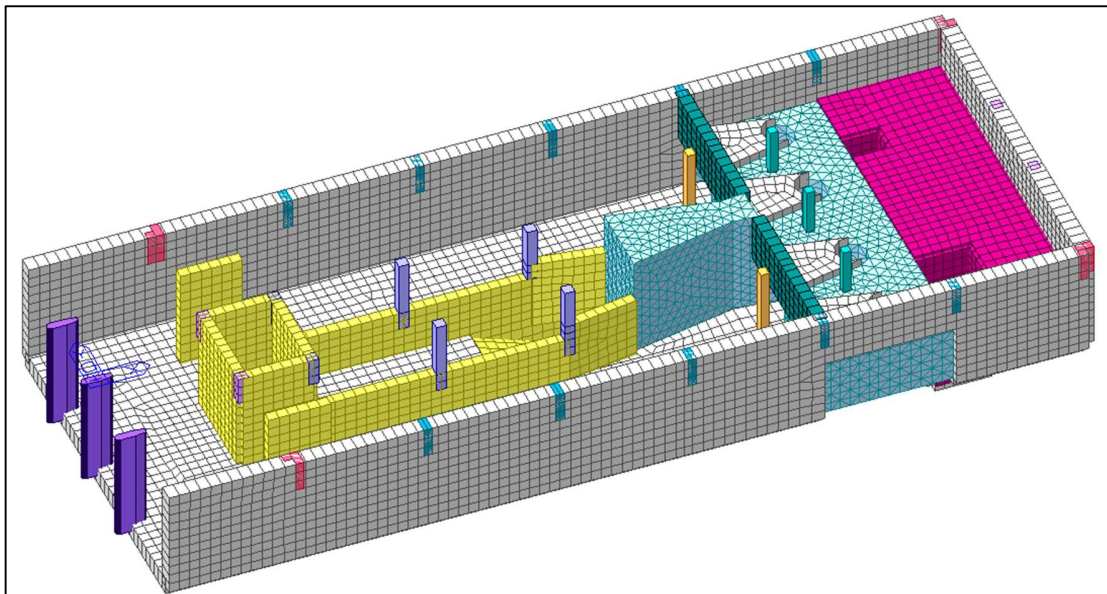
Prima di procedere al dimensionamento e verifica dell’intervento, attraverso una modellazione locale maggiormente accurata e rispondente, sul modello globale post-operam, rappresentato al paragrafo precedente, si è eseguita un’analisi modale che si è confrontata con quella del modello ante-operam.

#### 4.5.1 Modellazione agli elementi finiti

##### 4.5.1.1 Geometria

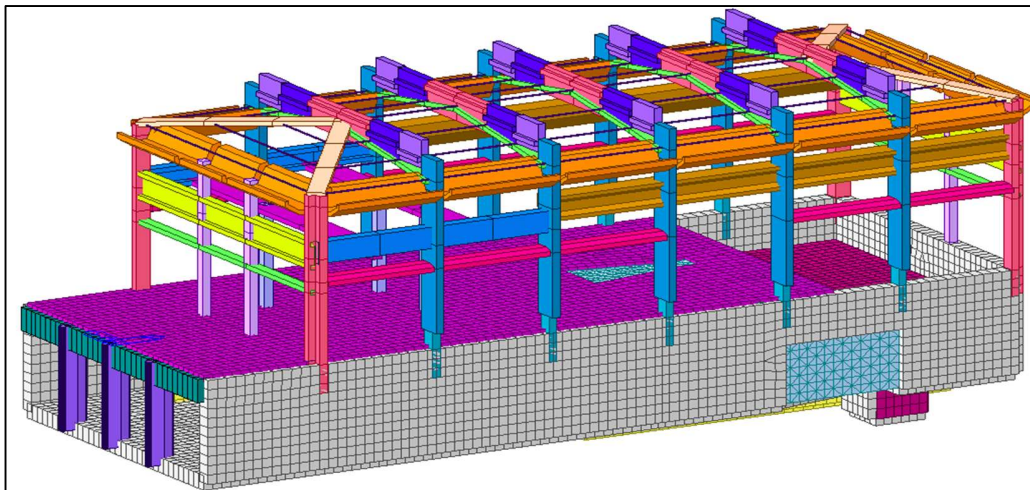
Di seguito si mostrano alcune immagini del modello agli elementi finiti, in vista estrusa, da cui è possibile osservare che:

- Il piano interrato, caratterizzato dalla presenza di setti in c.a. e getti massivi interni in cls debolmente armato, è modellato quasi esclusivamente con elementi plate-shell a 4 nodi (setti e solettone di primo impalcato) ed elementi tipo brick ad 8 nodi. Soltanto i pilastri interni che “nascono” dai setti o dai getti massivi ad altezza ridotta sono modellati con elementi tipo beam a 6 gdl (vedi Figura 4.29);



**Figura 4.29 – Modello agli elementi finiti in modalità estrusa: vista 3D del piano interrato**

- Il sistema di elevazione è invece modellato esclusivamente con elementi tipo beam e formulazione alla Eulero-Bernoulli. In particolare, al fine di garantire “l’incastro interno” tra base pilastro e sommità setto, è stato necessario prolungare l’elemento monodimensionale all’interno della mesh degli elementi plate, come chiaramente visibile dalle immagini successive. A tali elementi, pur avendo le stesse proprietà del materiale, è stato assegnato un materiale differente, caratterizzato da peso dell’unità di volume nullo, al fine di non sovrastimare le masse in gioco;

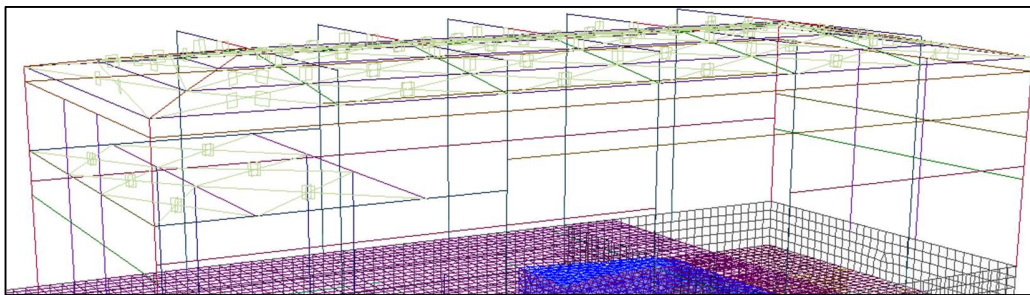


**Figura 4.30 – Modello agli elementi finiti in modalità estrusa: vista 3D**

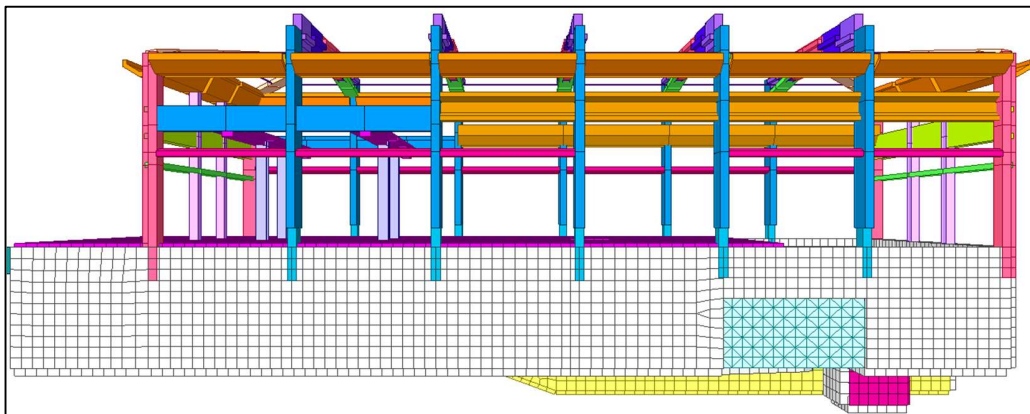
- I solai dell’impalcato mezzanino e della copertura sono stati modellati solo in termini di azioni e masse agenti sulle travi ortogonali all’orditura principale. Al fine di considerare correttamente la rigidezza nel piano di tali elementi, importante ai fini delle analisi sismiche, si sono inserite bielle equivalenti a comportamento esclusivamente assiale, di rigidezza elevata. Tali elementi sono rappresentati in Figura 4.31;



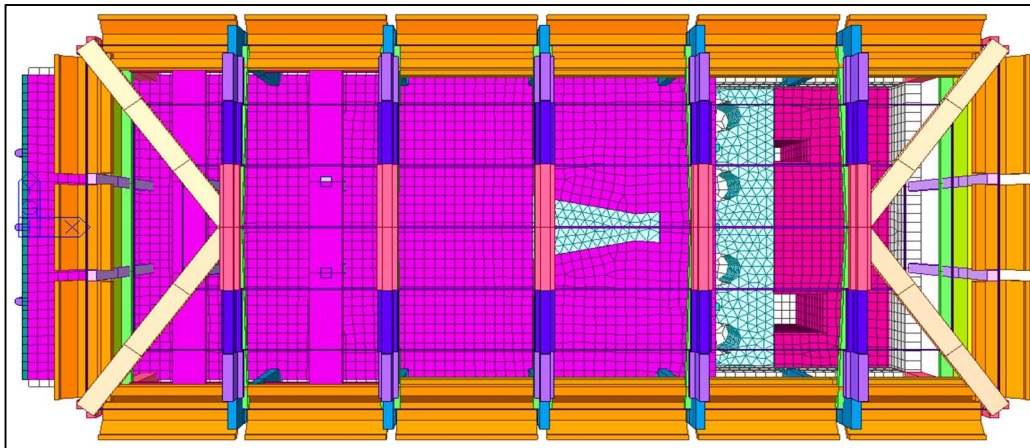
- Le sezioni trasversali delle travi aventi forma particolare, sono state prima disegnate su Cad, quindi importate all'interno del programma, che in questo modo è in grado di calcolarne, in maniera automatica, le proprietà geometriche principali (area, momenti di inerzia, etc...);



**Figura 4.31 – Modello unifilare con evidenza degli Elastic-link in corrispondenza dei solai**



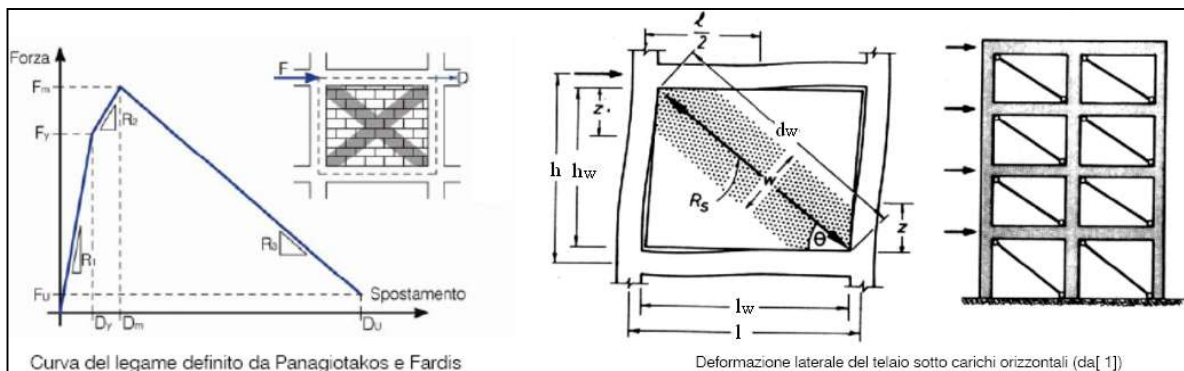
**Figura 4.32 – Modello agli elementi finiti in modalità estrusa: vista laterale**



**Figura 4.33 – Modello agli elementi finiti in modalità estrusa: vista in pianta**

Le tamponature trasversali del primo livello, uniche ad essere realizzate con tecnica tradizionale presente tra i campi di telaio, sono tenute in conto anche in termini di rigidezza e di resistenza attraverso l’utilizzo del modello di puntone equivalente. In particolare, si associa il legame forza – spostamento proposto da Panagiotakos e Fardis, secondo cui si definiscono tre rami che governano il comportamento della tamponatura (vedi Figura 4.34):

- prima parte non fessurata in cui è preponderante la resistenza a taglio;
- tratto post-fessurazione in cui prevalgono le compressioni;
- parte finale di softening in cui viene meno la resistenza del pannello; viene considerata nulla la resistenza a trazione dell’elemento.



**Figura 4.34 – legame Forza-spost. definito da panagiotakos e fardis per le tamponature**

I parametri che, in base alle caratteristiche della tamponatura, definiscono i tre rami della curva nella fase di compressione sono:

- rigidezza del tratto iniziale non fessurato:  $R_1 = G_w \cdot t_w \cdot l_w / h_w$
- carico di fessurazione:  $F_y = f_{ws} \cdot t_w \cdot l_w$
- rigidezza secante del secondo tratto:  $R_2 = E_w \cdot t_w \cdot b_w$
- carico massimo:  $F_m = 1.3 \cdot F_y$
- rigidezza del tratto di softening:  $R_3 = (0,01 \div 0,10) \cdot R_1$
- carico residuo dopo la rottura:  $F_u = 0.1 \cdot F_y$

dove:

- $b_w$ : larghezza del puntone, valutata con la formula di Klinger e Bertero:

$$b_w = 0,175 \cdot (\lambda \cdot h_w)^{-0,4} \cdot \sqrt{h_w^2 + l_w^2} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot l_p \cdot h_w}}$$

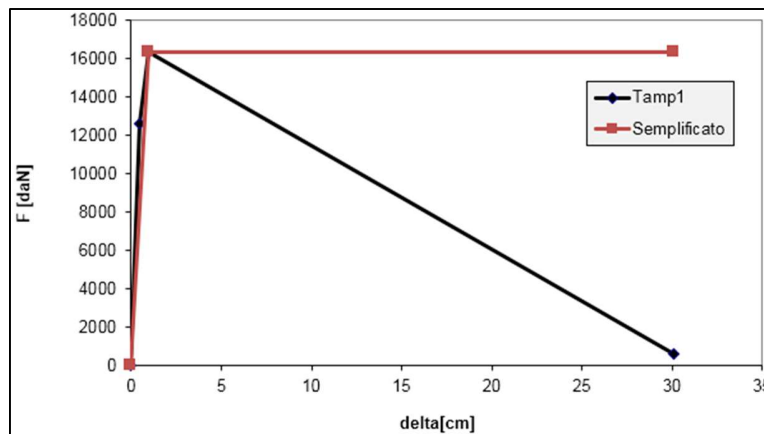
- $G_w$ : modulo di taglio della tamponatura;
- $E_w$ : modulo elastico della tamponatura;
- $f_{ws}$ : resistenza a taglio della tamponatura;

- $t_w$ : spessore della tamponatura;
- $l_w$ : lunghezza della tamponatura confinata nel telaio in c.a.;
- $h_w$ : altezza della tamponatura confinata nel telaio in c.a.;
- $E_c, I_p$ : modulo elastico ed inerzia (nel piano della tamponatura) del pilastro in cls.

Non essendo presenti aperture nel caso specifico, si esula dalla trattazione ulteriore che vede ridurne resistenza e rigidità in ragione dei rapporti di apertura. Di seguito si mostrano i risultati ottenuti mediante l’implementazione della formulazione appena mostrata su un foglio di calcolo elettronico, considerando che si tratta di una muratura in mattoni pieni di spessore 25 cm. Il calcolo è eseguito per i due campi di telaio differenti, denominati “Tamp1” e “Tamp2”, vale a dire i due simmetrici laterali aventi larghezza  $l_w=5.5$  m, e quello centrale (telaio simmetrico a tre campate).

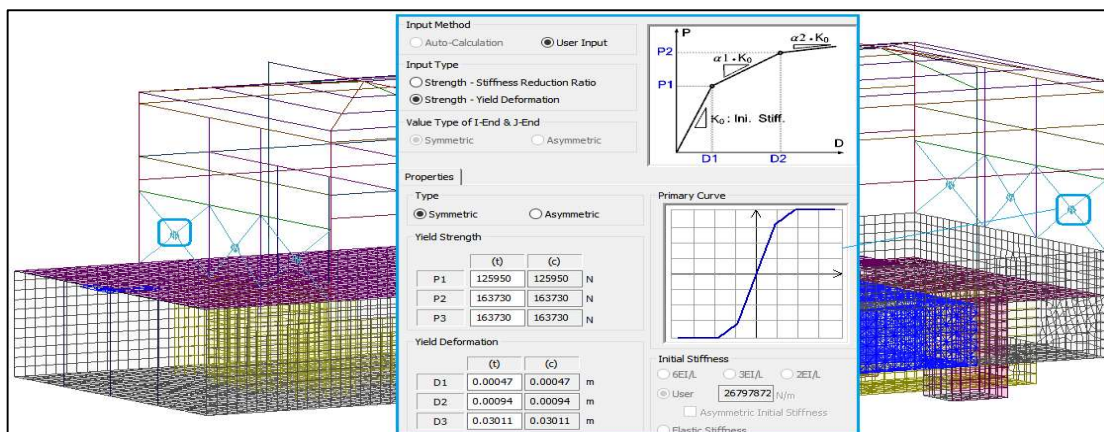
La modellazione all’interno del software è eseguita mediante l’inserimento di general-link a comportamento non lineare nel grado di libertà assiale (unico gdl attivo), come mostrato in Figura 4.35.

TIPO	ELEM	TAMPONATURA								TELAIO												
		GEOMETRIA					MATERIALI			PIL SX		PIL DX		Inerzia tot	MATERIALI							
-	numero	$l_w$	$h_w$	$t_w$	$d_w$	$\theta$	$E_w$	$G_w$	$f_{v0k}$	$b_p$	$h_p$	$b_p$	$h_p$	$I_p$	$R_{ck}$	$E_c$						
-	-	[m]	[m]	[cm]	[m]	[°C]	[daN/cmq]	[daN/cmq]	[daN/cmq]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[daN/cmq]	[daN/cmq]						
ESTERNE	Tamp1	5.5	3.7	25	6.63	33.93	15000	5000	0.76	45	50	40	80	2175417	320	314477						
INTERNA	Tamp2	4	3.7	25	5.45	42.77	15000	5000	0.76	45	50	45	50	937500	320	314477						
MODELLO DI PANAGIOTAKOS E FARDIS																						
TIPO	ELEM	Diagramma forza-spostamento sistema telaio-tamponatura riferimento globale										Diagramma forza-spostamento riferimento locale					MODELLO SEMPLIFICATO					
		R1	Fy	Dy	R2	Fm	Dm	%R3	R3	%F3	F3	D3	Ny	dy	Nm	dm	Nu	du	Fy	ke	dy	du
-	-	[daN/cm]	[daN]	[mm]	[daN/cm]	[daN]	[mm]	[daN/cm]	[daN]	[mm]	[daN]	[mm]	[daN]	[mm]	[daN]	[mm]	[daN]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[mm]
ESTERNE	Tamp1	185811	10450	0.56	54482	13585	1.14	2%	3716	5%	523	36.3	12595	0.47	16373	0.94	630	30.11	16372.95	17342.84	0.94	30.11
INTERNA	Tamp2	135135	7600	0.56	49716	9880	1.02	2%	2703	5%	380	36.2	10353	0.41	13459	0.75	518	26.55	13458.67	17956.47	0.75	26.55



**Figura 4.35 – Legame elasto-plastico utilizzato per la biella equivalente modello tamponature**

Poichè il software non permette, per il tipo di non linearità, l’inserimento di un legame degradante, il legame corretto è stato affiancato da un legame tri-lineare elasto-plastico perfetto, avente lo stesso spostamento ultimo di quello degradante.

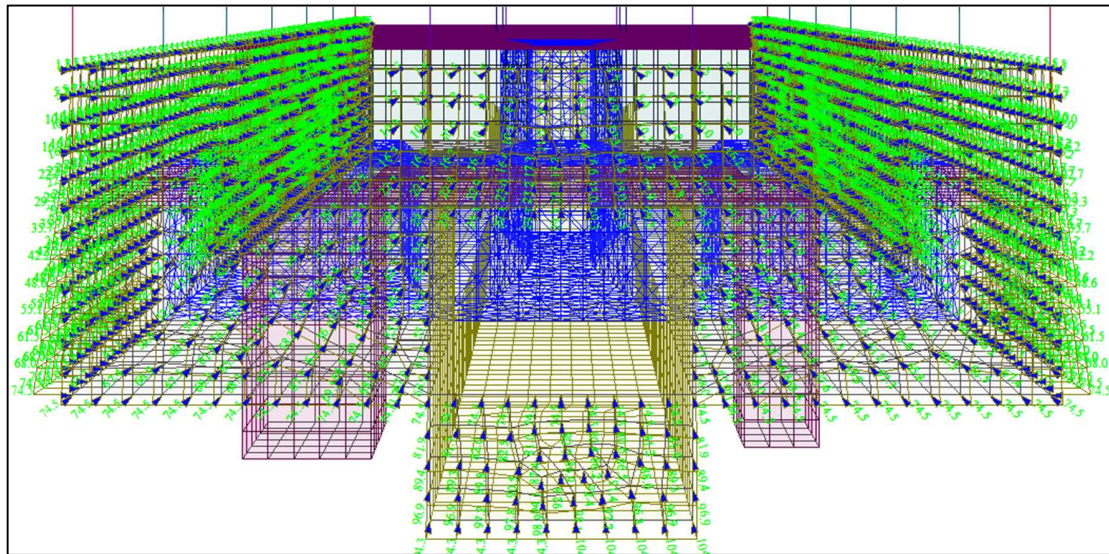


**Figura 4.36 – Modello Fem con evidenza bielle equivalenti rappresentative delle tamponature**

#### 4.5.1.2 Carichi

Le azioni inserite all'interno del modello dipendono dal tipo di elemento finito e dal tipo di azione stessa; in dettaglio:

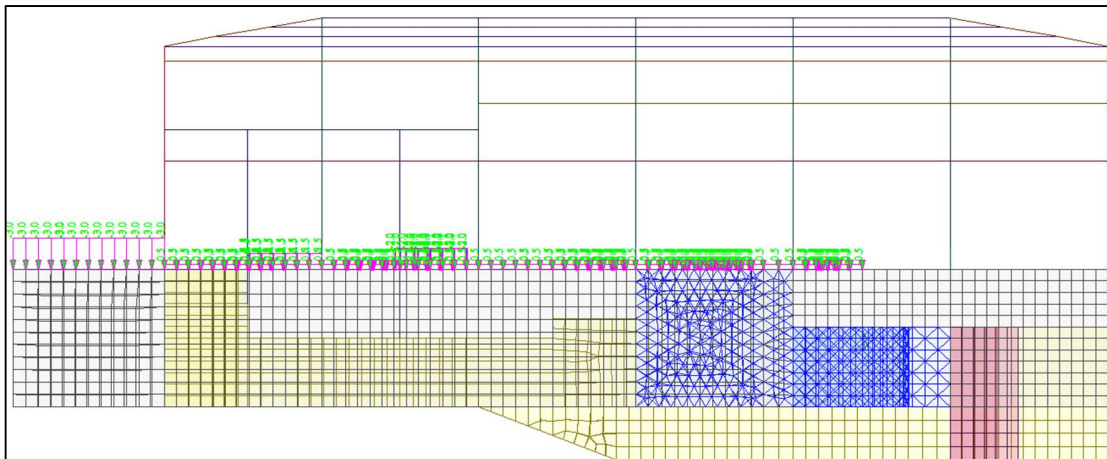
- La spinta statica del terreno è rappresentata da pressure load agli elementi plate-shell rappresentativi dei setti perimetrali interrati, in direzione parallela alla normale dell'elemento, i cui valori sono quelli riportati al par. 0 della presente relazione. Allo stesso modo viene assegnata la sovraspinta sismica secondo la teoria di Wood (vedi §4.4.5);



**Figura 4.37 – spinta delle terre applicata agli elementi plate rappresentativi i setti perimetrali**

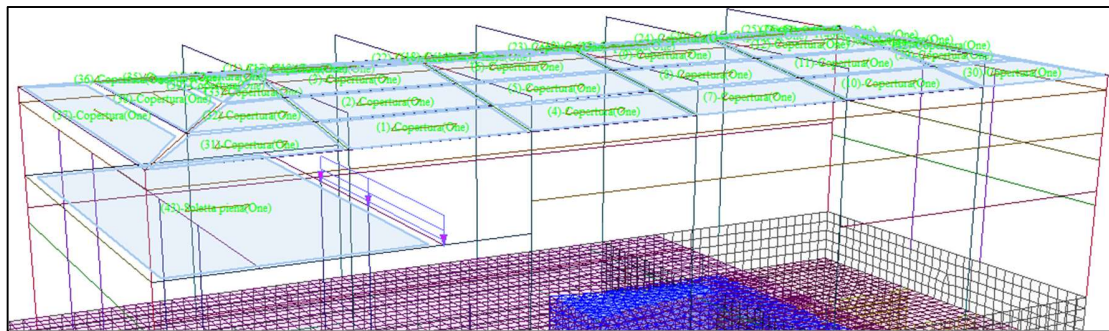
- I sovraccarichi permanenti e variabili presenti al primo impalcato sono assegnati anche in questo caso come pressure load agenti sulla normale degli elementi. In Figura 4.38 sono mostrati i sovraccarichi permanenti applicati secondo quanto indicato al §4.4.2, con intensità maggiore nella zona esterna, mentre

internamente i vettori più alti rappresentano le zone dove si è tenuto conto dell’influenza dei tramezzi;



**Figura 4.38 – azioni permanenti applicate ai plate rappresentativi del soletto 1° impalcato**

- Gli altri carichi che insistono sui solai del piano mezzanino e della copertura vengono assegnati come Floor Load in campi circondati da elementi beam (vedi anche Figura 4.39). Ad ognuno di questi Floor Load si assegna l’orditura, quindi l’intensità dei carichi calcolata al capitolo 4.4 per ciascun caso di carico definito all’interno del software (peso proprio solaio, sovraccarichi permanenti, sovraccarichi variabili, carico da neve, etc...); dopodichè è il software che, in base ai dati forniti, determina automaticamente il carico corrispondente per unità di lunghezza agente sull’elemento beam.
- Altre azioni meno significative, qui non rappresentate per brevità, sono, dove presente, il sovraccarico permanente agente direttamente sugli elementi beam per effetto delle tamponature.



**Figura 4.39 – Floor load applicati per simulare solai di impalcati non modellati  
fisicamente**



#### 4.5.1.3 Vincoli

I vincoli sono assegnati al modello Fem mediante metodologie differenti; in dettaglio:

- agli elementi plate-shell rappresentativi della platea di fondazione si assegna un insieme di molle agenti in direzione normale (asse Z del sistema GCS), cosiddetto surface spring, a comportamento lineare; la rigidità assegnata a tali molle è determinata in automatico dal software di calcolo in ragione dell’area di influenza del singolo nodo e della costante di sottofondo assegnata; nel caso specifico si è posto un valore pari a  $5 \text{ daN/cm}^3$  in ragione dell’interramento presente e del fatto che, ai fini delle verifiche prettamente strutturali la condizione maggiormente severa vede massimizzare tale coefficiente;
- ai nodi degli elementi plate-shell di cui sopra sono poi assegnati vincoli fissi nelle due direzioni X, Y del sistema di riferimento globale;

agli elementi plate-shell rappresentativi dei setti perimetrali, si assegna un insieme di molle agenti in direzione normale (assi X o Y), che, oltre a quanto già indicato per gli elementi rappresentativi della platea di fondazione, posseggono anche la caratteristica di non linearità della boundary condition, vale a dire sono reagenti soltanto a compressione. Tale caratteristica è importante in quanto consente agli elementi plate-shell di “caricarsi” sotto le azioni delle spinte legate al terrapieno (in questo caso le molle sono tese per cui non forniscono alcuna reazione), mentre si fornisce un vincolo alle azioni orizzontali quando sono sottoposte a compressione, così da simulare più correttamente il comportamento reale soprattutto ai fini delle analisi push-over di cui si dirà nel seguito.

#### 4.5.1.4 Materiali

Si esaminano dapprima i valori medi delle resistenze dei materiali, derivanti dalla campagna di indagine conoscitiva descritta al par. 4.3.4. Quindi si determinano i valori di progetto in ragione del livello di conoscenza raggiunto e si mostrano gli inserimenti all'interno del software sia ai fini delle analisi lineari che per la non linearità meccanica.

##### 4.5.1.4.1 Proprietà meccaniche del cls

Nella tabella seguente si mostra la sintesi dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio insieme alle prove non distruttive SonReb.

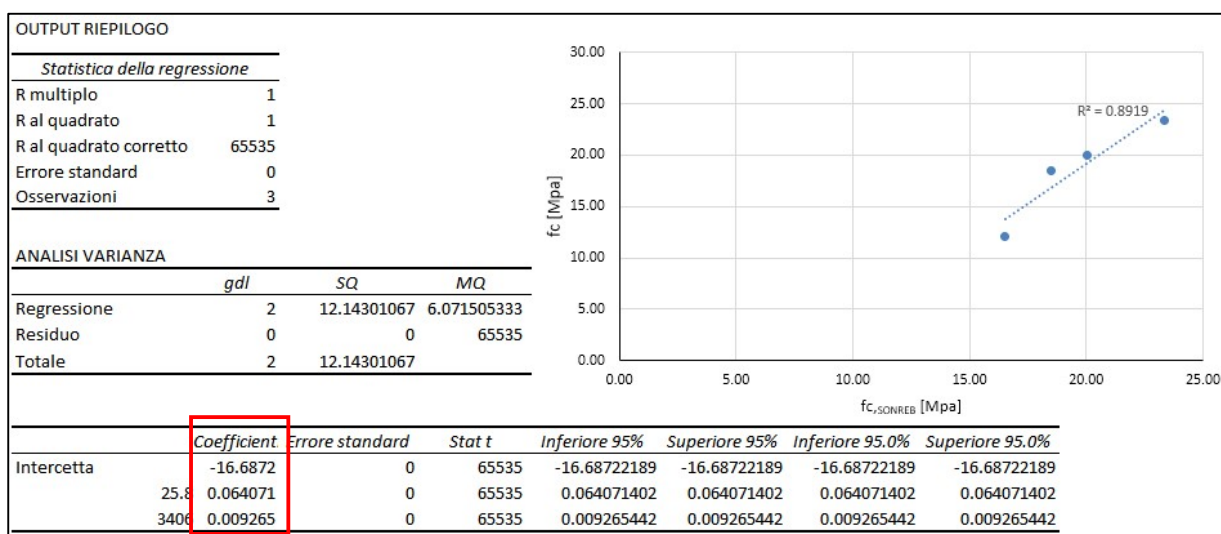
SIGLA	Elemento	$f_c$ [Mpa]	$R_c$ [Mpa]	Rottura	Is	Vu	$f_{c,SONREB}$
-	-			-	-	-	
C1	Pilastro	12.12	14.60		25.8	3406	16.52
C2	Pilastro	20.00	24.10		31.8	3740	20.00
C3	Setto	18.51	22.30		33.5	3567	18.51
C25	Trave	23.32	28.10		39.8	4043	23.32
C4	Setto	33.62	40.50				
C5	Pilastro	17.11			33.2	3418	17.11
C6	Pilastro	21.38			35.1	3866	21.38
C7	Pilastro	21.57			37.8	3868	21.57
C9	Pilastro	25.10			43.8	4207	25.10
C12	Pilastro	25.45			37.8	4286	25.45
C17	Trave	15.92			34.3	3282	15.92
C18	Trave	21.19			34.7	3848	21.19
C22	Cordolo	24.55			43.6	4149	24.55
C27	Trave	20.72			34	3802	20.72

I valori corretti delle prove di laboratorio, aventi sempre rapporto unitario tra diametro e carota, sono riportati in grigio nella colonna  $R_c$ , da cui ne derivano le resistenze cilindriche  $f_c$  applicando l'espressione seguente:

$$f_c = 0.83 \cdot R_c$$

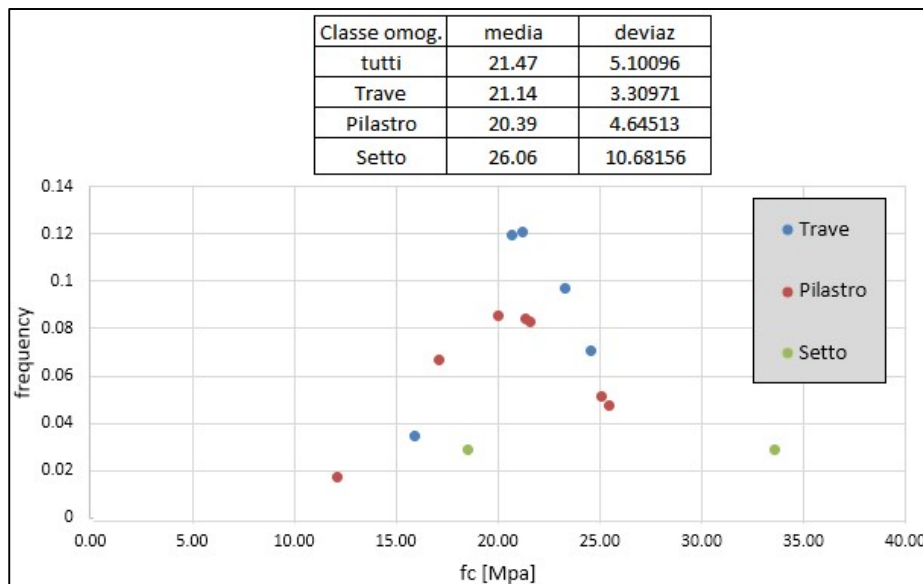
Per correlare i risultati delle indagini sclerometriche (numero di colpi riportati nella colonna Is) + ultrasoniche (velocità riportate nella colonna Vu) alle prove distruttive,

si è eseguita una regressione lineare nelle due variabili indipendenti ( $I_s$ ,  $V_u$ ), i cui risultati sono stralciati in Figura 4.40. Tale procedimento permette di determinare i coefficienti della retta di regressione evidenziati nella stessa figura, da cui quindi risalire alla resistenza correlata, riportata nella colonna denominata  $f_{c,SONREB}$ .



**Figura 4.40 – stralcio risultati analisi di regressione multipla**

A questo punto, è stato possibile individuare n.3 classi omogenee di cls, suddivise per travi, pilastri e setti, i cui valori medi e deviazione standard sono sintetizzati in Figura 4.41.



**Figura 4.41 – risultati analisi statistica per classe omogenea di cls**

A partire dal valore medio della resistenza a compressione del materiale, è possibile ricavare il modulo elastico  $E_{cm}$  e la resistenza a trazione  $f_{ctm}$  attraverso le espressioni indicate al capitolo 11 delle NTC2018, cui si rimanda per maggiori dettagli. I valori di progetto, secondo quanto indicato dallo stesso quadro normativo, sono ottenuti dividendo il valore medio per il fattore di confidenza  $FC=1.20$  (vedi §4.3.5 della presente relazione) nel caso di verifica dei meccanismi duttili, anche per il coefficiente parziale  $\gamma_c=1.50$  nel caso di verifica dei meccanismi fragili.

La tabella successiva mostra i risultati ottenuti per ciascuna classe omogenea di materiale individuata, avendo indicato con:

- $f_{cd}$  la resistenza a compressione di progetto per meccanismi duttili;
- $f_{cd,r}$  la resistenza a compressione di progetto per meccanismi fragili;
- $f_{ctd}$  la resistenza a trazione di progetto del materiale, non utilizzata nel caso specifico per via dell’ipotesi sul cls non reagente.

Trave			Pilastro			Setto		
$f_{cm}$	[Mpa]	21.14	$f_{cm}$	[Mpa]	20.39	$f_{cm}$	[Mpa]	26.06
$f_{cd}$	[Mpa]	17.62	$f_{cd}$	[Mpa]	16.99	$f_{cd}$	[Mpa]	21.72
$f_{cd,r}$	[Mpa]	11.74	$f_{cd,r}$	[Mpa]	11.33	$f_{cd,r}$	[Mpa]	14.48
$E_{cm}$	[Mpa]	27539	$E_{cm}$	[Mpa]	27243	$E_{cm}$	[Mpa]	29324
$f_{ctm}$	[Mpa]	1.75	$f_{ctm}$	[Mpa]	1.69	$f_{ctm}$	[Mpa]	2.14
$f_{ctd}$	[Mpa]	1.46	$f_{ctd}$	[Mpa]	1.41	$f_{ctd}$	[Mpa]	1.78

#### 4.5.1.4.2 Proprietà meccaniche barre di armatura

Si sintetizzano in tabella i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sulle barre di armatura prelevate all’interno di alcuni degli elementi strutturali esistenti.

SIGLA	Elemento	$f_y$ [Mpa]
-	-	
F1	Pilastro	337.00
F2	Pilastro	389.00
F3	Setto	529.00
F4	Soletta	490.00
F5	Setto	436.00
F6	Setto	555.00

FC	$\gamma_s$
1.2	1.15

$f_{ym}$	[Mpa]	456.00
$f_{yd}$	[Mpa]	380.00
$f_{yd,r}$	[Mpa]	330.43
$E_s$	[Mpa]	210000

**Media tutti i provini      456.00**

A partire da tali valori si è determinata la tensione di snervamento media  $f_{ym}$ , quindi il valore corrispondente di progetto per meccanismi duttili  $f_{yd}$  e per meccanismi fragili  $f_{yd,r}$ , utilizzando il fattore di confidenza FC ed il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_s$ .

Da osservare che, confrontando il valore medio della tensione di snervamento con i valori indicati dalle normative susseguitesi nelle varie epoche, i risultati hanno dato un esito positivo. A tale proposito, nell’immagine seguente, stralciata da una delle tante pubblicazioni scritte sull’argomento in cui si riporta uno schema degli acciai di armatura previsti nel tempo ed i corrispondenti valori dello snervamento, si evidenzia il tipo di acciaio che si presume sia stato utilizzato per l’opera in questione, avendo appurato dalle indagini conoscitive che si tratta di barre lisce.

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

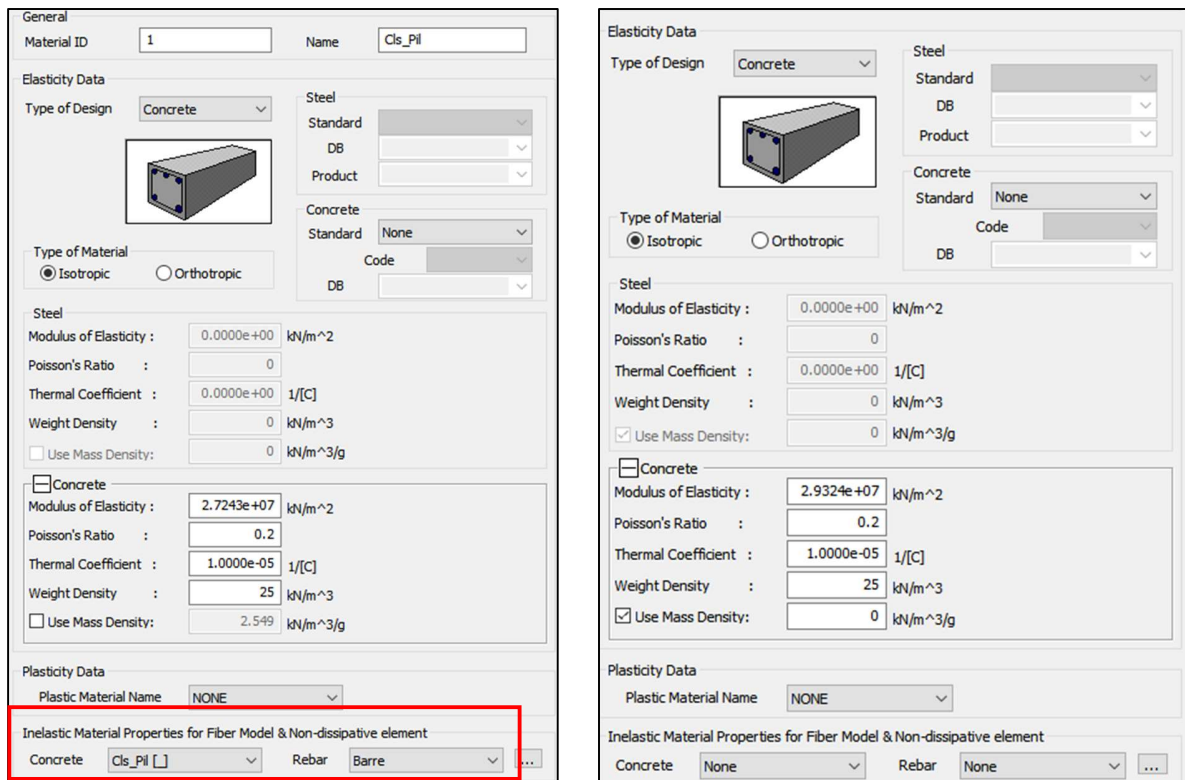
Normativa	R.D.L n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm <sup>2</sup> )	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥22	≥32	≥38	≥41	≥44	≥22	≥32	≥38	≥44
Rottura (kgf/mm <sup>2</sup> )	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥34	≥50	≥46	≥50	≥55	≥34	≥50	≥46	≥55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥24	≥23	≥14	≥14	≥12	≥24	≥23	≥14	≥12

**Figura 4.42 – evoluzione temporale acciai di armatura, tratta da pubblicazione  
scientifica**

#### **4.5.1.4.3 Applicazione al modello di calcolo**

Ai fini delle analisi statiche lineari e delle analisi modali, il materiale c.a. è tenuto in conto soltanto attraverso il modulo elastico del cls, i cui valori sono riportati nelle tabelle finali di sintesi del §4.5.1.4.1. Nella schermata di interfaccia del software, oltre al modulo elastico, si fornisce anche il peso dell’unità di volume, importante per la valutazione automatica dei pesi propri, da cui il programma si calcola anche la densità corrispondente ai fini dell’analisi modale. Osservando però la Figura 4.43, per i setti si forza al valore nullo la densità del materiale: tale *escamotage* è studiato per ottenere una più corretta percentuale di massa eccitata, visto e considerato che i vincoli orizzontali delle surface spring (vedi §4.5.1.3) posti al di sotto del piano campagna ne impedirebbero gli spostamenti modali e di conseguenza tutta la massa corrispondente non potrebbe comunque essere mossa. Stesso discorso vale per i pilastri e le travi appartenenti al piano interrato, per i quali quindi sono stati creati materiali differenti, ma solo nell’attribuzione della densità.



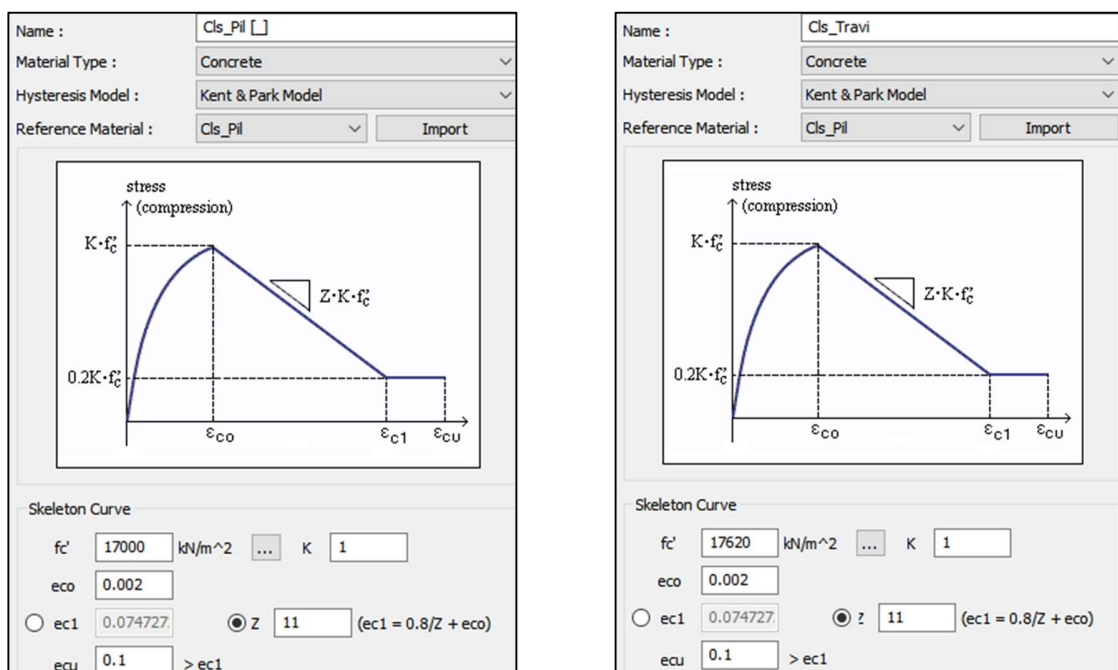


**Figura 4.43 – interfaccia Misa Gen: proprietà materiali cls pilastri (lato sx) e setti**

La zona della schermata del materiale evidenziata in rosso in Figura 4.43, indica l'attribuzione della non linearità meccanica al materiale per le analisi non lineari con modellazione a fibre. Rimandando più in avanti la spiegazione su tale tipo di modellazione, di seguito si mostrano i legami costitutivi assegnati sia al cls che alle barre di armatura; in dettaglio:

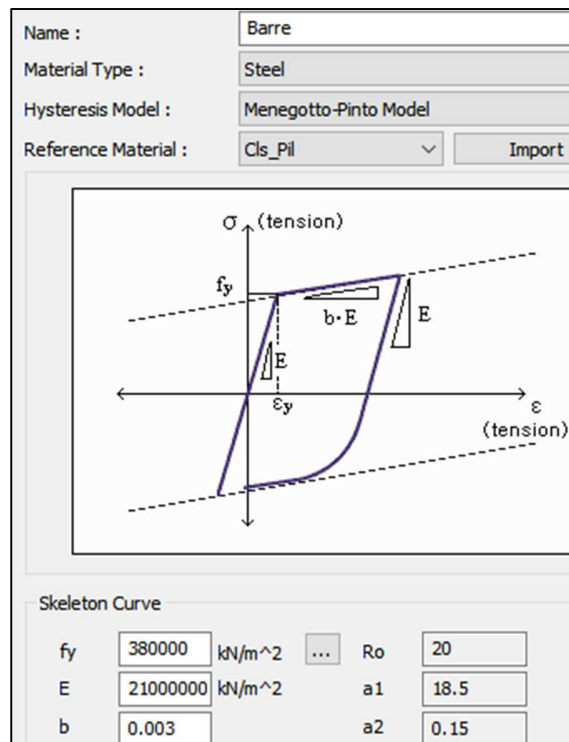
- Il cls si ipotizza reagente solo a compressione, con comportamento degradante formulato da Kent & Park [1973], successivamente modificato da Scott et al. [1982]. Le immagini seguenti mostrano le proprietà attribuite per la classe omogenea "Trave" e "Pilastro", da cui si osserva che si è assegnato un degrado contenuto per problemi di convergenza numerica. Tale assunzione non è

impattante ai fini dei risultati delle analisi, in quanto è possibile leggere in fase di post-processing le deformazioni ultime del materiale  $\epsilon_{cu}$ , quindi arrestarsi allo step corrispondente;



**Figura 4.44 – interfaccia Midas Gen: legame costitutivo cls a compressione**

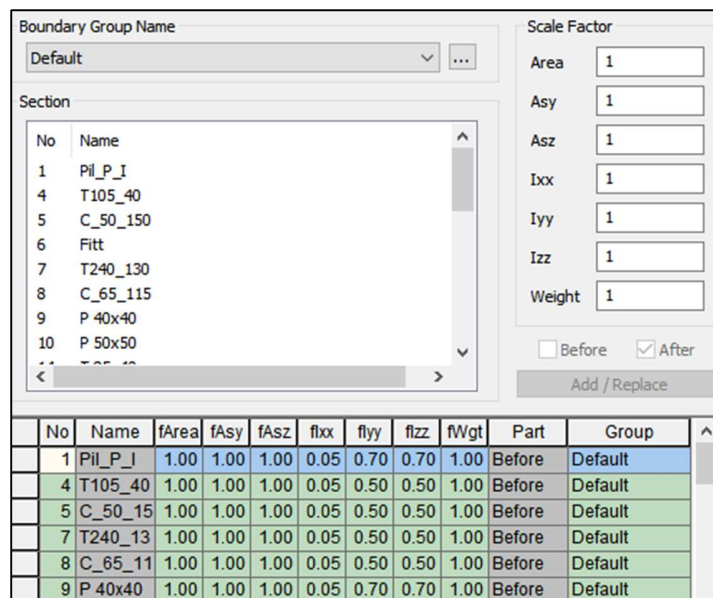
- Alle barre di armatura si assegna il classico legame di Menegotto e Pinto, successivamente modificato da Filippou et al. Nel caso specifico, si inserisce il valore di progetto della tensione di snervamento ottenuto al §4.5.1.4.2 e si assegna un ramo incrudente pressochè nullo, ma comunque diverso da zero in modo da aiutare la convergenza delle analisi numeriche.



**Figura 4.45 – interfaccia Midas Gen: legame costitutivo barre di armatura**

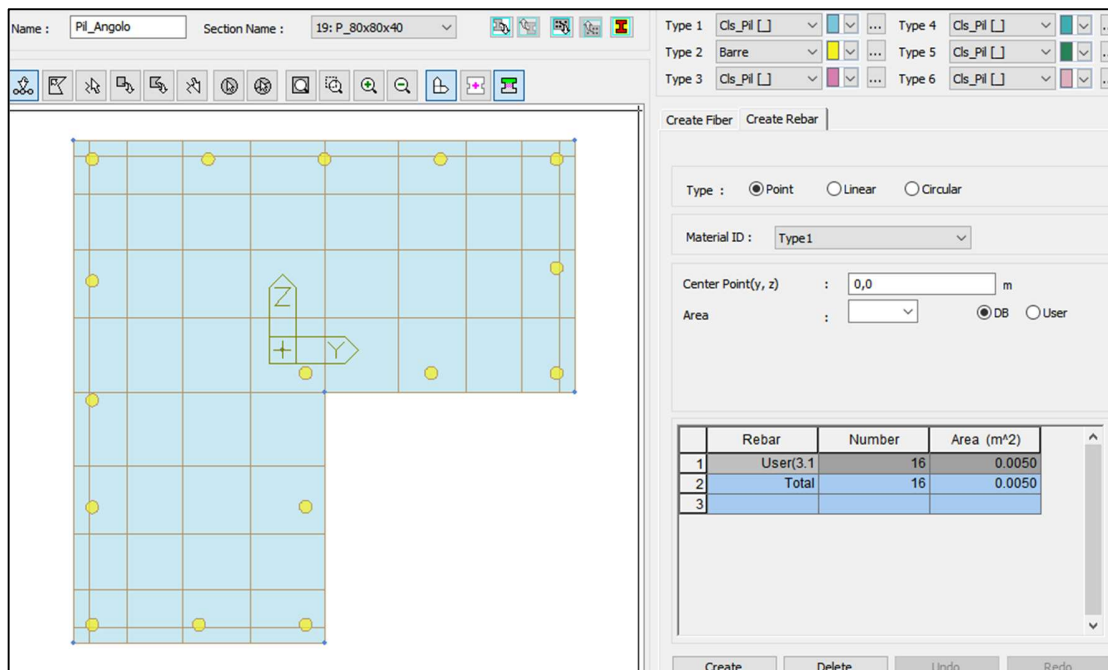
#### 4.5.1.4.1 Rigidezze ridotte e non linearità meccanica

Al fine di tenere conto della rigidezza fessurata del c.a., si considera una riduzione del 50% per gli elementi soltanto inflessi come le travi, riduzione che si assottiglia al 30% nel caso degli elementi presso-inflessi come i pilastri, così come consigliato nella letteratura tecnica. Il software di calcolo utilizzato permette di agire, anziché sul modulo elastico del materiale, direttamente sulle proprietà geometriche delle sezioni trasversali, vale a dire i momenti di inerzia rispetto agli assi centrali. Secondo quanto rappresentato nello stralcio di Figura 4.46, in questo modo è possibile ridurre drasticamente anche la rigidezza torsionale degli elementi beam, così da fare in modo che lo stato tensionale sia derivato soltanto dal problema flessionale, vista la quasi certezza che nessuno degli elementi sia stato progettato con apposita armatura a torsione (non sono presenti regimi di equilibrio della torsione).

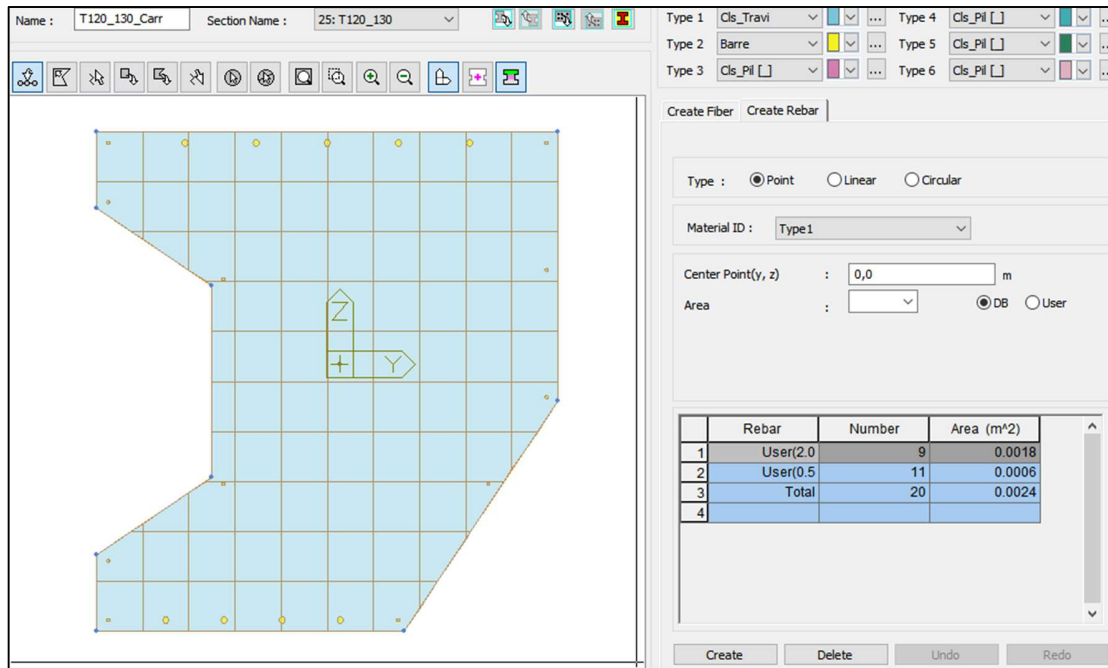


**Figura 4.46 – interfaccia Midas Gen: inserimento rigidezze fessurate elementi beam**

In merito alla non linearità meccanica tenuta in conto ai fini delle analisi di tipo push-over, si è ritenuto inopportuno utilizzare la classica formulazione con cerniera plastica concentrata, soprattutto per via della particolarità delle sezioni trasversali adottate per le travi. Si è quindi proceduto con la formulazione a fibre approccio Forced-Based, il cui vantaggio principale è la non necessità di una meshatura più fitta degli elementi monodimensionali, ma soprattutto l’eliminazione della lunghezza della cerniera plastica, che nel caso specifico sarebbe stata al quanto difficile da assegnare. Un esempio di suddivisione della sezione a fibre è riportato nelle figure seguenti sia per una trave che per un pilastro; qui è possibile notare con colore azzurrino le fibre in cls, a cui è assegnato il legame costitutivo del materiale discusso al §4.5.1.4.3, mentre le barre sono rappresentate dai tondini gialli, a cui è assegnato il legame costitutivo di Menegotto – Pinto discusso al paragrafo precedente.



**Figura 4.47 – interfaccia Midas Gen: definizione sezione a fibre pilastro d’angolo**

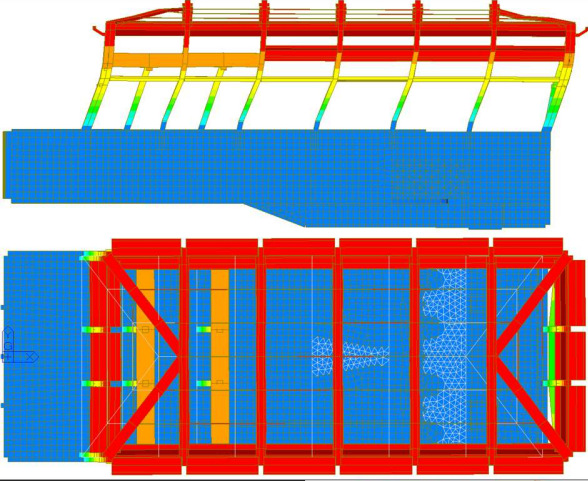
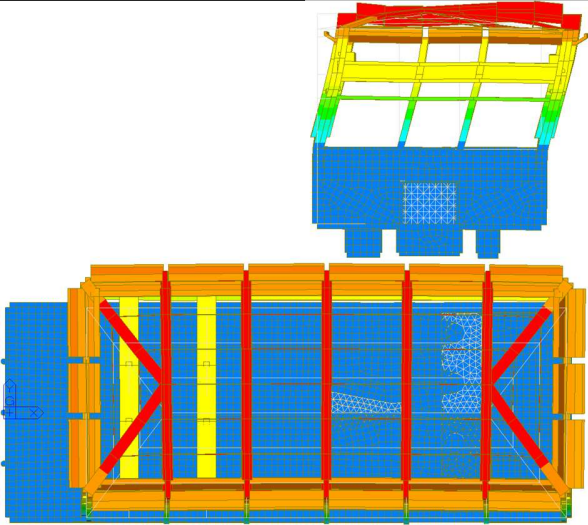
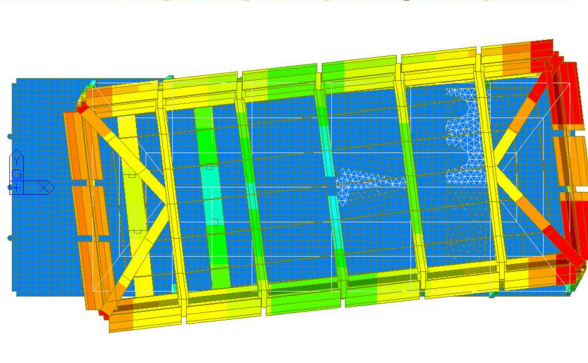


**Figura 4.48 – interfaccia Midas Gen: definizione sezione a fibre trave longitudinale**

#### *4.5.2 Analisi Modale*

Di seguito si sintetizzano i risultati dell’analisi modale, quindi si determinano i coefficienti di partecipazione modale nelle due direzioni principali dell’edificio. Osservando in particolare i risultati mostrati nella tabella successiva, è possibile affermare che:

- Poiché le pareti interrato sono sensibilmente più rigide rispetto al sistema strutturale di elevazione a telai, anche per la presenza delle *surface spring* descritte al §4.5.1.3, il piano interrato non è praticamente eccitato; da qui la scelta di assegnare al materiale densità nulla secondo quanto già descritto al capitolo 4.5.1 della presente relazione;
- La struttura denota un buon comportamento dinamico, caratterizzato dai primi due modi di vibrare traslazionali nelle due direzioni principali X e Y, con masse eccitate che superano il 95% della massa totale in entrambi i casi. Inoltre, i periodi di vibrare, pari a 0.576 s e 0.470 s rispettivamente per il primo ed il secondo modo, denotano una maggiore “debolezza” dell’edificio nella direzione longitudinale, come ci si poteva aspettare, vista lo schema statico di telai trasversali progettati per i carichi verticali. Nonostante ciò, i valori dei periodi non sono molto distanti tra di loro, segno ulteriore di un buon comportamento di insieme del sistema strutturale, quando sottoposto alle azioni orizzontali, nonostante l’assenza di una progettazione specifica;

<p>Modo n.1 (Traslazionale dir. X) Massa totale = 1537239 kg <math>T_1 = 0.576</math> s <b><math>M_x = 97.56\%</math></b> <math>M_y = 0.00\%</math> <math>R_z = 0.01\%</math></p>	
<p>Modo n.2 (Traslazionale dir. Y) Massa totale = 1537239 kg <math>T_2 = 0.470</math> s <math>M_x = 0.00\%</math> <b><math>M_y = 94.770\%</math></b> <math>R_z = 0.03\%</math></p>	
<p>Modo n.3 (Torzionale asse rot. Z) Massa totale = 1537239 kg <math>T_3 = 0.381</math> s <math>M_x = 0.01\%</math> <math>M_y = 0.03\%</math> <b><math>R_z = 95.94\%</math></b></p>	



- Il terzo modo di vibrare è torsionale, ma non eccita masse nelle due direzioni principali, con un periodo proprio pari a 0.381 s. Anche questo risultato è estremamente importante in quanto denota una buona rigidezza torsionale del corpo di fabbrica.

I risultati appena mostrati permettono l’applicazione dell’analisi push-over, per la quale però è necessario determinare i coefficienti di partecipazione modale. Quest’ultimi si ottengono leggendo il valore del *Modal participation Factor printout* fornito dal software, da moltiplicare per lo spostamento modale di un punto significativo, coincidente con il punto di controllo che sarà monitorato durante le analisi di tipo push-over; di seguito la sintesi dei risultati, tra cui si riporta anche la massa  $m^*$  del sistema SDOF equivalente:

- Dir. X:

$$\Gamma = \lambda \cdot d_{mod} = 1224.62 \cdot 0.000858 \text{ m} = 1.051$$

$$m^* = \frac{m_{ecc}}{\Gamma} = \frac{1537239 \cdot 0.9756}{1.051} = 1426731 \text{ kg}$$

- Dir. Y:

$$\Gamma = \lambda \cdot d_{mod} = 1224.66 \cdot 0.000983 \text{ m} = 1.203$$

$$m^* = \frac{m_{ecc}}{\Gamma} = \frac{1537239 \cdot 0.9477}{1.203} = 1210817 \text{ kg}$$

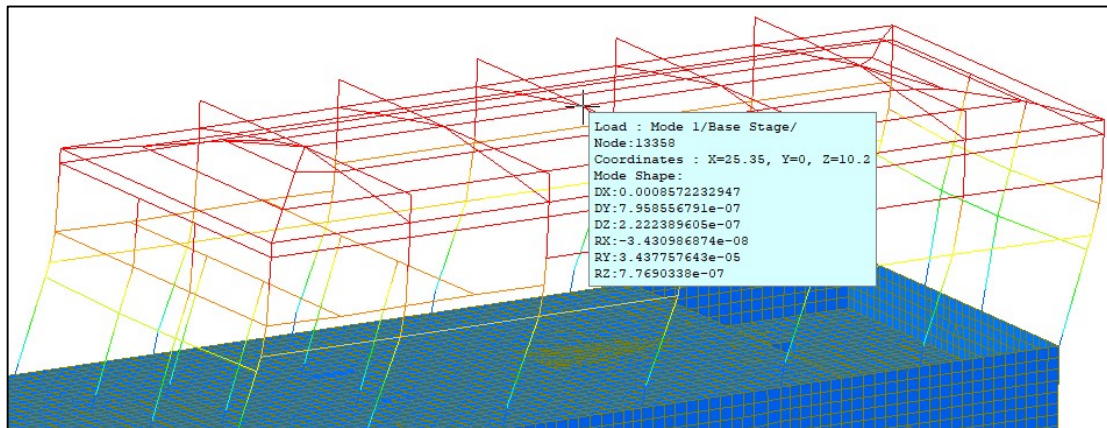
Gli spostamenti modali ottenuti dall’analisi agli autovalori sono mostrati nelle immagini di Figura 4.49 e Figura 4.50. Si riporta inoltre un confronto tra la massa totale ottenuta dall’analisi modale e quella valutata a partire dalla sommatoria delle reazioni vincolari (componente verticale) per la combinazione dei carichi quasi permanente, in modo da validare l’assegnazione delle masse all’interno del modello FEM.

---

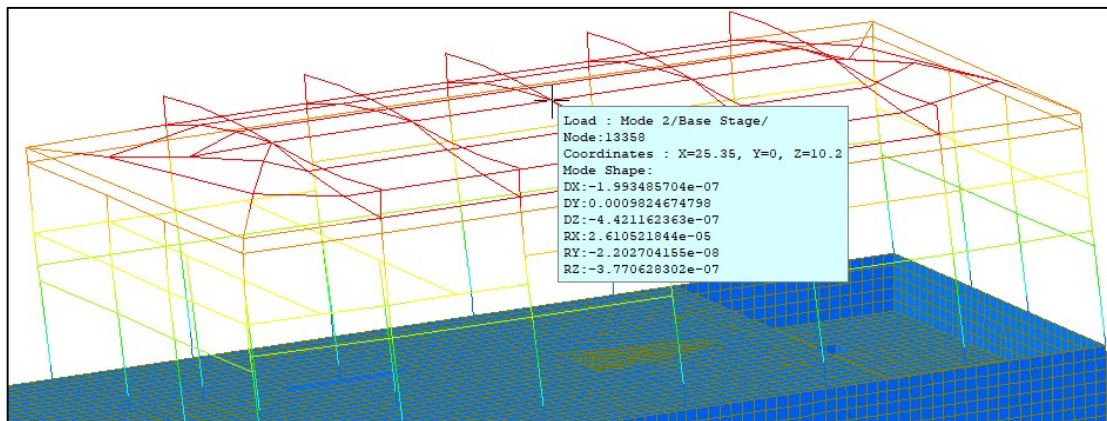
Load	FX (N)	FY (N)	FZ (N)	massa [kg]	$\psi_2$ [-]	massa QP [kg]
Pp	-0.000449	-0.000606	9195411.37	937350.8	1	937350.8
Pp_sol	0.000259	-0.000015	5286321.892	538870.7	1	538870.7
Pperm	0.000006	-0.000004	485105.8661	49450.14	1	49450.14
Var Uffici	-0.000024	0.232656	581287.5209	59254.59	0.3	17776.38
Var_Copertura	0.000135	-0.000011	326024.4979			
Var_Neve	0.000145	0.000072	652048.9958			
Var_Mezzi	-0.000023	0.842282	1820640			
Var_Scala	0.000003	0.000001	68132.71171			
Pperm_Int	-0.000009	0.155474	601514.8818			
Var_Affoll	-0.000005	0.197871	846621.7493			
				$\Sigma$		<b>1543448</b>

↓  
**errore**  
**0.40%**

**Carichi che non determinano massa, essendo al piano interrato**



**Figura 4.49 – lettura spostamento modale punto di controllo: dir. X**



**Figura 4.50 – lettura spostamento modale punto di controllo: dir. Y**

Confrontando sia i periodi dei modi di vibrare che le forme modali, è possibile affermare che, a livello globale, causa la maggiore deformabilità laterale del sistema intelaiato in elevazione, la realizzazione dell’apertura non altera il comportamento strutturale, avendo ottenuto gli stessi identici risultati.

#### *4.5.3 Analisi di Push-Over*

Le curve mostrate in Figura 4.51 rappresentano la sintesi dei risultati delle analisi push-over per le n.8 distribuzioni di forza considerate, secondo quanto descritto al cap. delle §7.3.4.2 delle NTC2018.

Poiché i risultati dell’analisi modale mostrano una regolarità strutturale con i primi due modi di vibrare che eccitano una percentuale di massa partecipante superiore al 75%, si sono considerate le seguenti distribuzioni di forza:

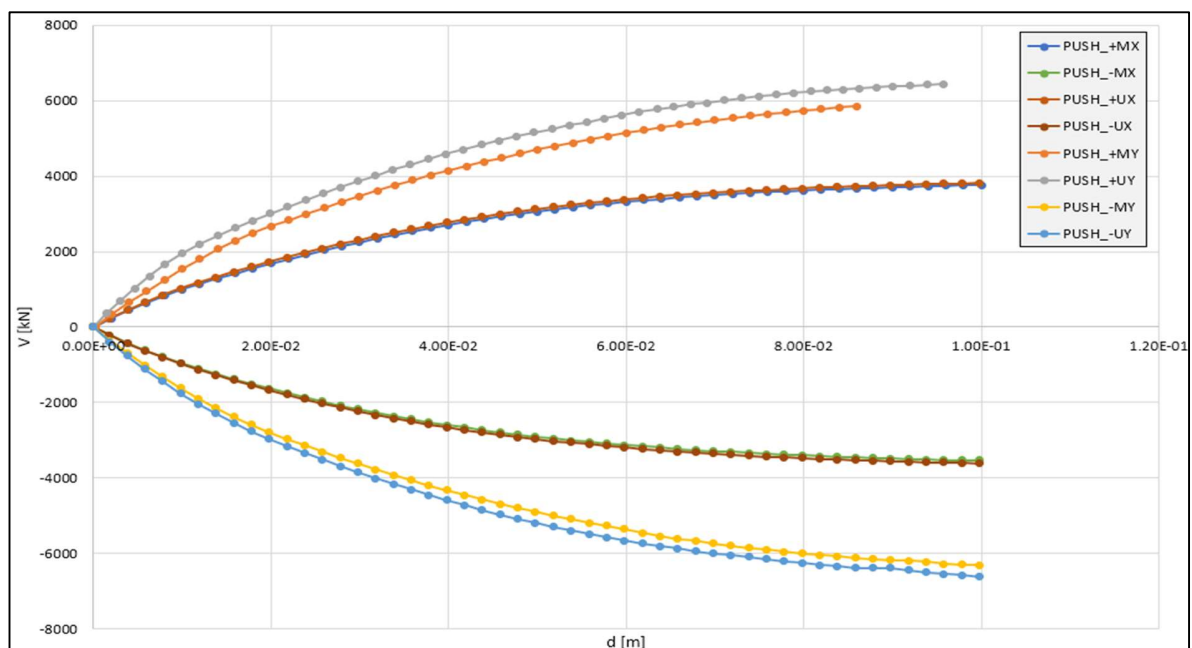
- Gruppo 1: forze proporzionali alla forma del modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata;
- Gruppo 2: forze proporzionali ad un andamento uniforme delle accelerazioni lungo l’altezza.

Per ciascuna distribuzione, si considera sia il verso positivo che quello negativo, mentre è possibile trascurare nel caso specifico il contributo dell’eccentricità accidentale per via della peculiare distribuzione delle masse, ottenendo i risultati per le n.8 distribuzioni indicate con la seguente simbologia:

<i>Num</i>	<i>Nome</i>	<i>Descrizione</i>
1	Push +MX	Distribuzione di forza proporzionale al modo di vibrare, agente nel verso positivo della direzione longitudinale del fabbricato
2	Push +UX	Distribuzione di forza uniforme lungo l’altezza, agente nel verso positivo della direzione longitudinale del fabbricato
3	Push +MY	Distribuzione di forza proporzionale al modo di vibrare, agente nel verso positivo della direzione trasversale del fabbricato
4	Push +UY	Distribuzione di forza uniforme lungo l’altezza, agente nel verso positivo della direzione trasversale del fabbricato
5	Push -MX	Distribuzione di forza proporzionale al modo di vibrare, agente nel verso negativo della direzione longitudinale del fabbricato
6	Push -UX	Distribuzione di forza uniforme lungo l’altezza, agente nel verso negativo della direzione longitudinale del fabbricato
7	Push -MY	Distribuzione di forza proporzionale al modo di vibrare, agente nel verso negativo della direzione trasversale del fabbricato
8	Push -UY	Distribuzione di forza uniforme lungo l’altezza, agente nel verso negativo della direzione trasversale del fabbricato

Per ciascuna distribuzione di forze, si ottiene una curva di capacità del sistema strutturale Forza – spostamento, monitorando sull’asse delle ordinate il tagliante alla base, su quello delle ascisse lo spostamento di un punto di controllo; trattasi in particolare delle curve tagliante alla base (in corrispondenza del piano terra) – spostamento del punto di controllo indicato al par. 4.5.2, da cui è possibile affermare quanto segue:

- La direzione Y dell'edificio (direzione corta) sia per il verso positivo dell'azione che per quello negativo, risulta avere un comportamento sensibilmente migliore, oltre che in rigidezza (risultato a cui si era già pervenuti attraverso l'analisi modale discussa al paragrafo precedente), anche in resistenza;



**Figura 4.51 – Curve di capacità tagliante – spostamento per le n.8 distribuzioni di forza**

- La condizione maggiormente severa, a parità di direzione e verso dell'azione, risulta essere sempre quella relativa ad una distribuzione di forze proporzionali al modo di vibrare, anche se per la direzione longitudinale i risultati sono vicini.

## 4.6 Criterio di intervento

Secondo quanto indicato al §8.4.3 "Riparazione o intervento locale" del D.M.17/01/2018, nonché al §C8.4.3 della circolare esplicativa dello stesso decreto, si rientra all'interno degli interventi di "riparazione o rafforzamento locale", per i quali è possibile eseguire la verifica del singolo elemento e/o porzione strutturale, quando si tratta di interventi isolati o che comunque riguardano porzioni limitate della struttura, dimostrando però che non vadano a modificare il comportamento preesistente di interazione con le parti strutturali su cui non si interviene e che non si modifichi significativamente il comportamento globale dell'edificio a causa di una variazione non trascurabile di rigidità e/o di peso.

Nel caso in esame, l'indebolimento di una parete nel proprio piano può essere ripristinato mediante l'inserimento di una cerchiatura, ma per rientrare nell'ambito dell'intervento locale, necessita rispettare i requisiti imposti dalla normativa vigente in termini di resistenza, rigidità e duttilità.

Entrando maggiormente nello specifico, alcune delibere regionali riportano in toto quanto indicato al §C8.4.3 della circolare esplicativa delle NTC2018 dal punto di vista qualitativo, in più traducono tali criteri in regole numeriche precise. Si chiede cioè di dimostrare, valutando la capacità della parete nel proprio piano nello stato ante e post-operam, che siano soddisfatti i due principali requisiti:

- la rigidità dell'elemento esistente non deve cambiare significativamente rispetto all'elemento variato ( $\pm 15\%$ );
- La resistenza e la duttilità della parete esistente, in seguito all'intervento, non devono peggiorare, verificando che il taglio e lo spostamento ultimo della curva di capacità siano superiori rispetto allo stato ante-operam.

Per quanto riguarda le fasi di cantierizzazione dell’intervento locale mediante cerchiatura, altrettanto importanti quanto la progettazione stessa dell’intervento strutturale, si raccomanda di seguire le indicazioni riportate nella circolare esplicativa in particolare riguardo l’operazione di “precaricamento”, essenziale per rendere attivo l’intervento anche nei confronti dei carichi verticali.



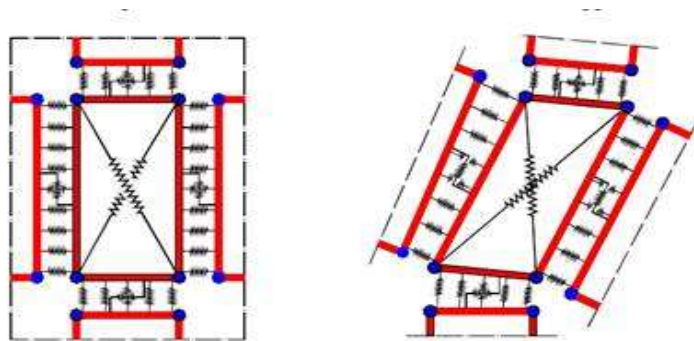
## **4.7 Metodo di analisi**

Come evidenziato al par. 4.5.2, vista la sensibile differenza di rigidezza laterale tra le pareti al piano interrato ed il sistema intelaiato nella direzione longitudinale, l’indebolimento della parete, attraverso il foro descritto al par. 4.1, è del tutto trascurabile nel confronto tra ante e post-operam. D’altronde, solo dal punto di vista delle aree delle due pareti perimetrali, la riduzione percentuale è molto ridotta, pari a:

$$\Delta A = 1 - \frac{(2 \cdot 44.80 \cdot 5.50 - 4.00 \cdot 4.00)}{2 \cdot 44.80 \cdot 5.50} = 3.25\%$$

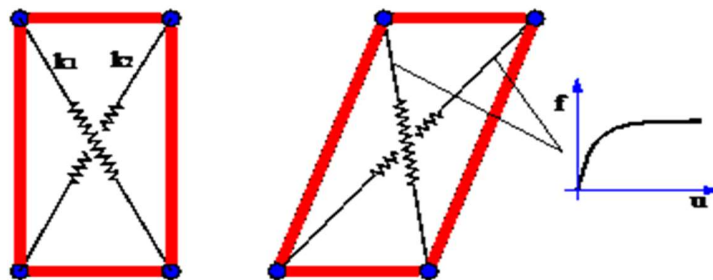
Localmente, però, come si avrà modo di mostrare nel seguito, la parete denota una modifica del meccanismo di rottura con riduzione di resistenza che, per quanto sempre al di sopra del tagliante che porta il sistema di elevazione (vedi curve di capacità mostrate al par.4.5.3), non può essere ritenuto accettabile.

Per tali motivi, si esegue una modellazione locale della parete con un modello a macro-elementi mediante l’impiego del software 3D macro, in genere utilizzato per le analisi degli edifici in muratura portante. In sintesi, il software si colloca nell’ambito dei cosiddetti macro-modelli, in cui la parete viene modellata mediante un innovativo macro-elemento capace di cogliere in modo distinto i meccanismi di collasso con gradi di libertà ridotti e stabilità della convergenza numerica: meccanismo di rottura flessionale (*rocking*), rottura a taglio per fessurazione diagonale e rottura a taglio per scorrimento (vedi Figura 4.52). Si tratta di un modello meccanico equivalente costituito da un quadrilatero articolato i cui vertici sono collegati da molle diagonali non-lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.



**Figura 4.52 – 3Dmacro: interaz. tra un pannello ed elementi limitrofi mediante letti di molle**

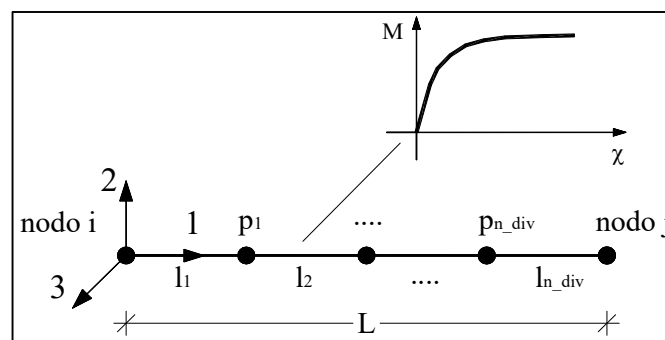
Pertanto, il modello si può pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato e da un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto di molle che stabiliscono il legame che caratterizza l'interazione non-lineare con i quadrilateri adiacenti o con i supporti esterni.



**Figura 4.53 – Elemento pannello**

Le molle diagonali dell'elemento pannello hanno il compito di simulare la deformabilità a taglio della muratura rappresentata. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui, che determina il meccanismo di rocking.

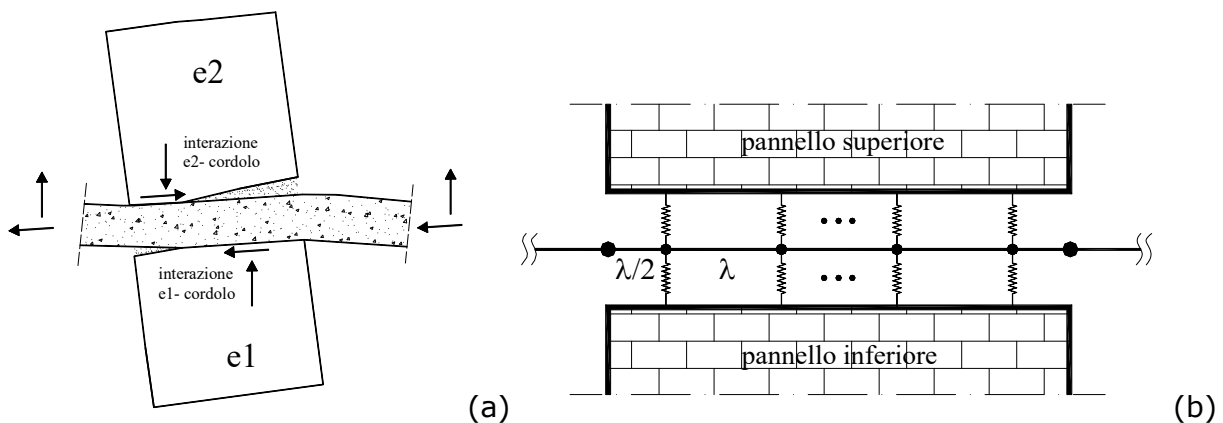
Per maggiori dettagli, si rimanda alla manualistica del software; si ritiene però importante soffermarsi sull’efficacia della gestione del software ai fini dell’interazione tra parete ed elemento frame rappresentativo di un elemento di cerchiatura. Quest’ultimo è modellato attraverso un elemento finito non lineare di tipo monodimensionale a plasticità concentrata; il comportamento meccanico dei frame viene caratterizzato assegnando un legame non lineare momento/curvatura, un legame non lineare sforzo normale/allungamento specifico o entrambi.



**Figura 4.54 – modello a macroelementi: schema meccanico elemento asta**

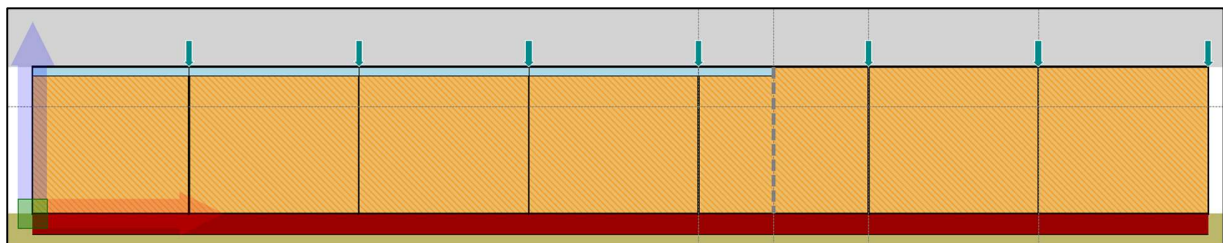
Dal punto di vista flessionale, per cogliere le progressive plasticizzazioni dei frame e per consentire, nel caso di frame interagenti, l’interazione con il pannello o macroelemento, viene prevista la possibilità di suddividere il frame in un numero arbitrario di sottoelementi mediante l’introduzione di nodi intermedi, in modo da ottenere un’interazione efficace lungo tutta l’interfaccia in comune.

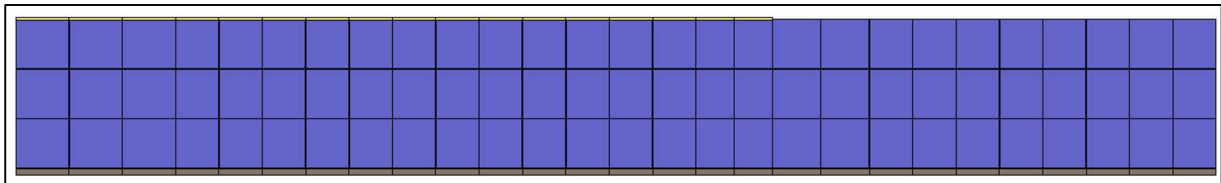
In dettaglio, l’accoppiamento tra frame e macro-elemento avviene per interposizione di molle non lineari che simulano la zona di ammorsamento; in questo modo, in caso di un elemento strutturale totalmente inserito tra due pannelli murari ed interagente con essi (ad esempio cordolo di piano), il frame interagisce lungo tutto il suo sviluppo, sia da un punto di vista flessionale che da un punto di vista assiale, secondo quanto rappresentato in figura.



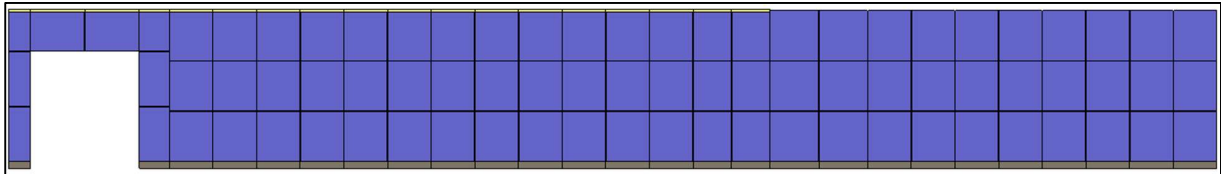
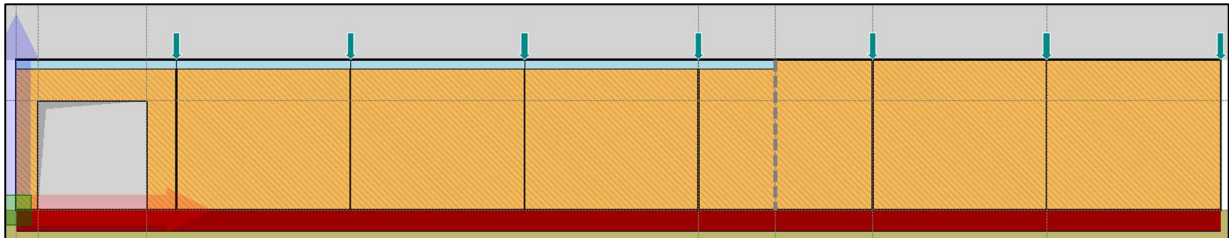
**Figura 4.55 – 3dmacro interaz. pannelli-frame intermedio: caso reale (a),  
modellazione (b)**

Le immagini di Figura 4.56 e di Figura 4.57 mostrano la modellazione a macroelementi eseguita, nello stato ante e post-operam; come è possibile osservare, si sono applicate le azioni normali trasmesse dai pilastri di elevazione nella combinazione quasi permanente dei carichi, mentre si è inserita, solo nella zona dove presente, una trave in c.a. avente sezione pari allo spessore del solettone del primo impalcato, sul quale è applicato anche un carico uniformemente distribuito determinato, per ciascuna condizione di carico, in ragione dell'analisi dei carichi sviluppata al capitolo 4.4 ed ipotizzando una linea di influenza di 0.50 m per l'effetto piastra.





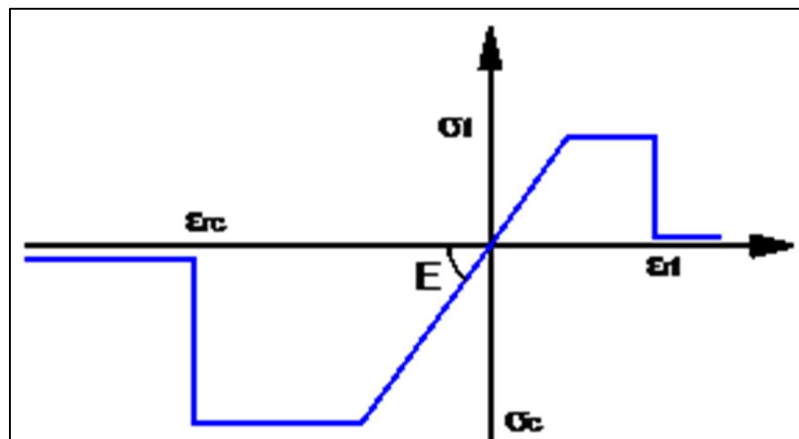
**Figura 4.56 – modello locale parete interrata con 3dmacro: ante-operam**



**Figura 4.57 – modello locale parete interrata con 3dmacro: post-operam**

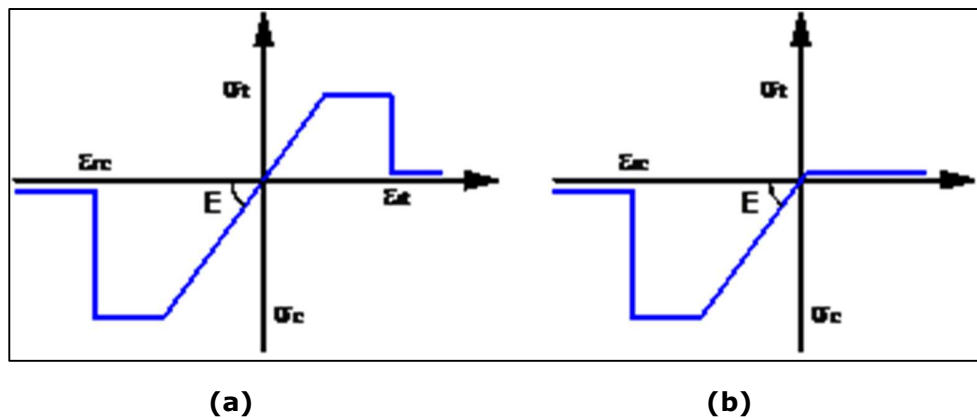
Per quel che riguarda i legami costitutivi, il comportamento flessionale del pannello murario, concentrato nelle molle trasversali di interfaccia, è di tipo elastico perfettamente plastico con limitazioni negli spostamenti sia a trazione che a compressione. Esso viene assegnato dall'utente attraverso i seguenti parametri:

- $E$  : modulo di deformabilità normale;
- $\sigma_t$  : resistenza a trazione;
- $\sigma_c$  : resistenza a compressione;
- $\varepsilon_t$  : deformazione ultima a trazione;
- $\varepsilon_c$  : deformazione ultima a compressione;



**Figura 4.58 – Legame costitutivo assiale alle molle di interfaccia per il meccanismo di rocking.**

Il comportamento è di tipo fessurante: nel caso in cui viene raggiunto il limite di rottura a compressione si ha la rottura definitiva del pannello murario. In caso di rottura a trazione il materiale perde la possibilità di resistere a successivi carichi a trazione (materiale fessurato), ma continua a potere resistere a compressione nel momento in cui viene ripristinato il contatto tra gli elementi.



**Figura 4.59 – Comport. tipo fessurante: (a) muratura integra; (b) muratura fessurata.**

Il comportamento a taglio dei pannelli viene modellato mediante un legame elastico-plastico simmetrico a trazione e a compressione, superficie di snervamento alla Coulomb e limite nelle deformazioni.

I parametri caratterizzanti il legame sono:

- $G$  : modulo di deformabilità tangenziale;
- $\tau_k$  : resistenza a taglio in assenza di sforzo normale;
- $\phi$  : tangente dell'angolo di attrito interno;
- $\gamma_u$  : scorrimento ultimo.

Per tenere conto in maniera semplificata della presenza dell'armatura all'interno del pannello murario, poiché il software non permette l'inserimento di un materiale resistente a trazione, si incrementa la resistenza a trazione del materiale in ragione del quantitativo di armatura presente, in modo da ottenere l'uguaglianza dello sforzo assiale resistente lungo una striscia unitaria di parete; in particolare, è possibile scrivere che:

$$N_{Rd} = f_{t,eq} \cdot s = f_{yw} \cdot 2 \cdot num \cdot \pi \phi^2 / 4$$

da cui:

$$f_{t,eq} = \frac{f_{yw} \cdot 2 \cdot num \cdot \pi \phi^2 / 4}{s}$$

in cui:

- $f_{yw}$  è la tensione di snervamento dell’armatura, nel caso specifico il valore di progetto per meccanismi fragili;
- $s$  è lo spessore del pannello murario;
- $num$  è il numero di barre verticali presenti nella fascia unitaria di parete lungo una faccia;
- $\phi$  è il diametro della barra di armatura verticale del pannello.

Si ottiene in definitiva:

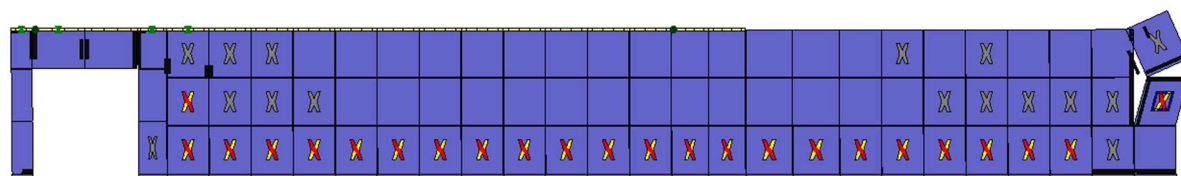
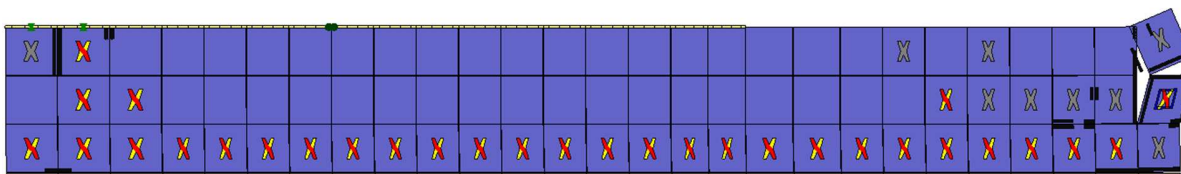
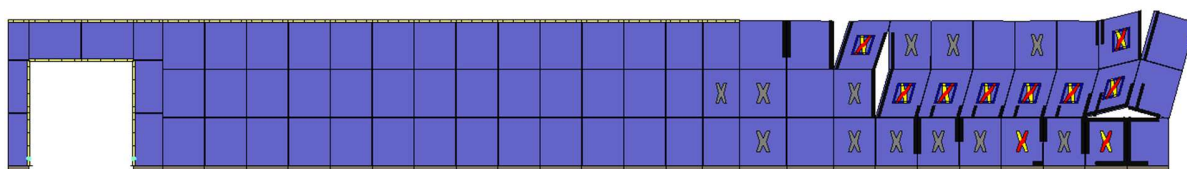
$$f_{t,eq} = \frac{330 \cdot 2 \cdot 3 \cdot \pi (12)^2 / 4}{800 \cdot 1000} = 0.28 \text{ Mpa}$$

Il nuovo legame costitutivo tiene quindi conto, nel ramo di trazione, sia del valore equivalente  $f_{t,eq}$ , sia di una deformazione ultima maggiorata in modo da ritardare il passaggio tra comportamento integro e fessurato, legato alla presenza delle barre.



## 4.8 Risultati e verifiche

Di seguito si mostrano i risultati ottenuti dalle analisi statiche non lineari eseguite sulle pareti per azioni nel piano, con distribuzioni di forze proporzionali alle masse, in entrambi i versi di spinta (push +UX, push -UX). I risultati vengono mostrati in termini di confronto, in modo da dimostrare il rispetto dei requisiti indicati al §4.6 della presente relazione.



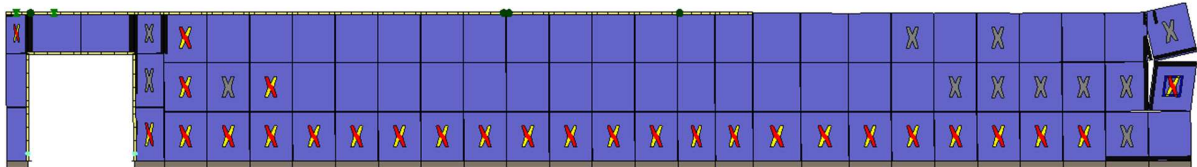


Figura 4.61

La Figura 15.40 e la Figura 15.41 mostrano il confronto tra le tre modellazioni eseguite, vale a dire “ante-intervento”, “post-intervento” e “post-intervento rinf.”, in termini di risposta della parete ed indicazione dello stato di danneggiamento secondo quanto riportato in legenda. Con il termine “post-intervento” si intende il modello con realizzazione di apertura, ma in assenza della cerchiatura ausiliaria, in modo da valutare l’entità dell’indebolimento della parete; nel modello “post-intervento rinf.” è inserita una cerchiatura caratterizzata da due profili accoppiati HEB300.

Osservando nel dettaglio i meccanismi di collasso nei vari casi messi a confronto, è possibile fare le seguenti considerazioni:

- Per spinta con verso positivo, il cinematismo di collasso interessa principalmente la zona opposta a quella di intervento, ragione per cui non si hanno conseguenze in termini di resistenza e duttilità, mentre è presente una riduzione della rigidezza comunque contenuta nel 7%, come si avrà modo di vedere più in avanti;



**Figura 4.60 –pushover distribuzione +UX: risposta ante e post-operam step di capacità slc**

- Per spinta nel verso negativo, invece, il meccanismo di collasso va ad interessare anche la zona adiacente l’apertura, con l’instaurarsi di tensioni di trazione orizzontali sulla fascia di piano che ne determinano il distacco rispetto alla parete integra. Ne consegue, oltre ad una riduzione limitata di resistenza, soprattutto un decremento della rigidità che supera la soglia del 15%;
- L’intervento con cerchiatura metallica, se quindi incide poco nel caso di analisi push-over nel verso positivo, diventa determinante per spinta nella direzione

opposta, garantendo il ripristino della rigidezza originaria e “rallentando” il meccanismo di collasso descritto al punto precedente nella zona adiacente;



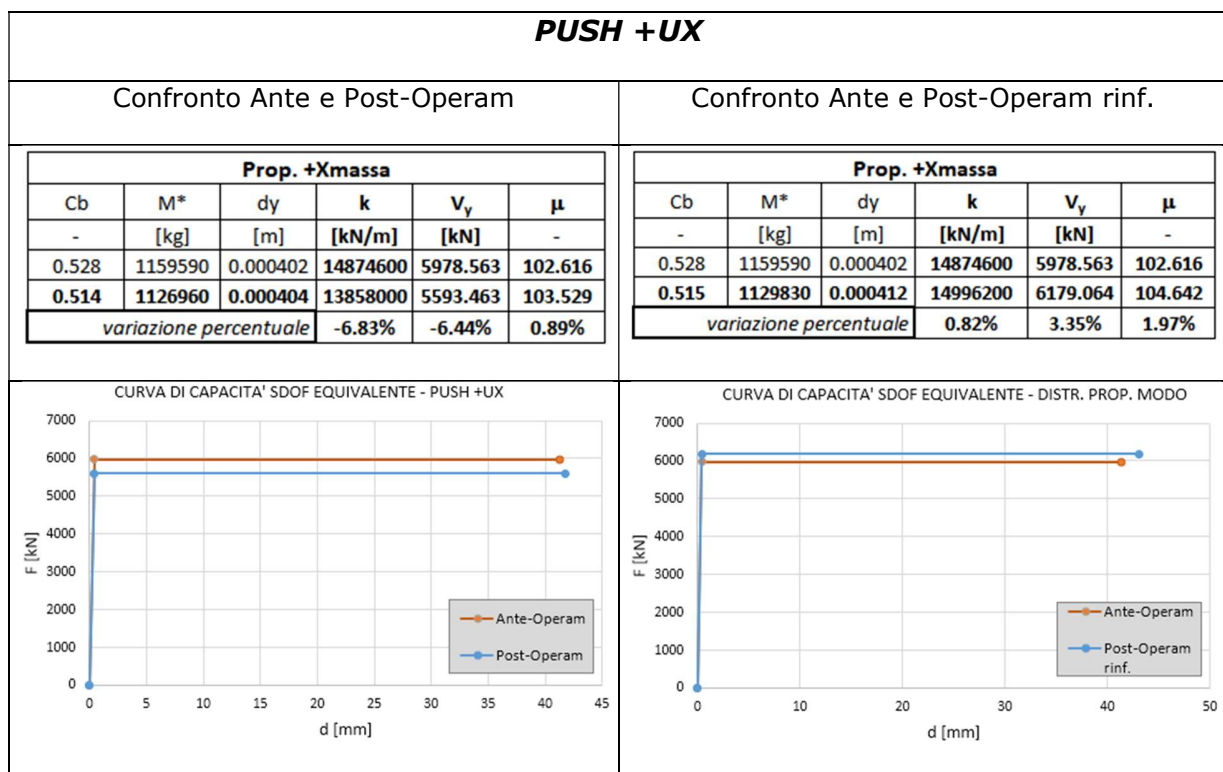
**Figura 4.61 –pushover distribuzione -UX: risposta ante e post-operam step di capacità slc**

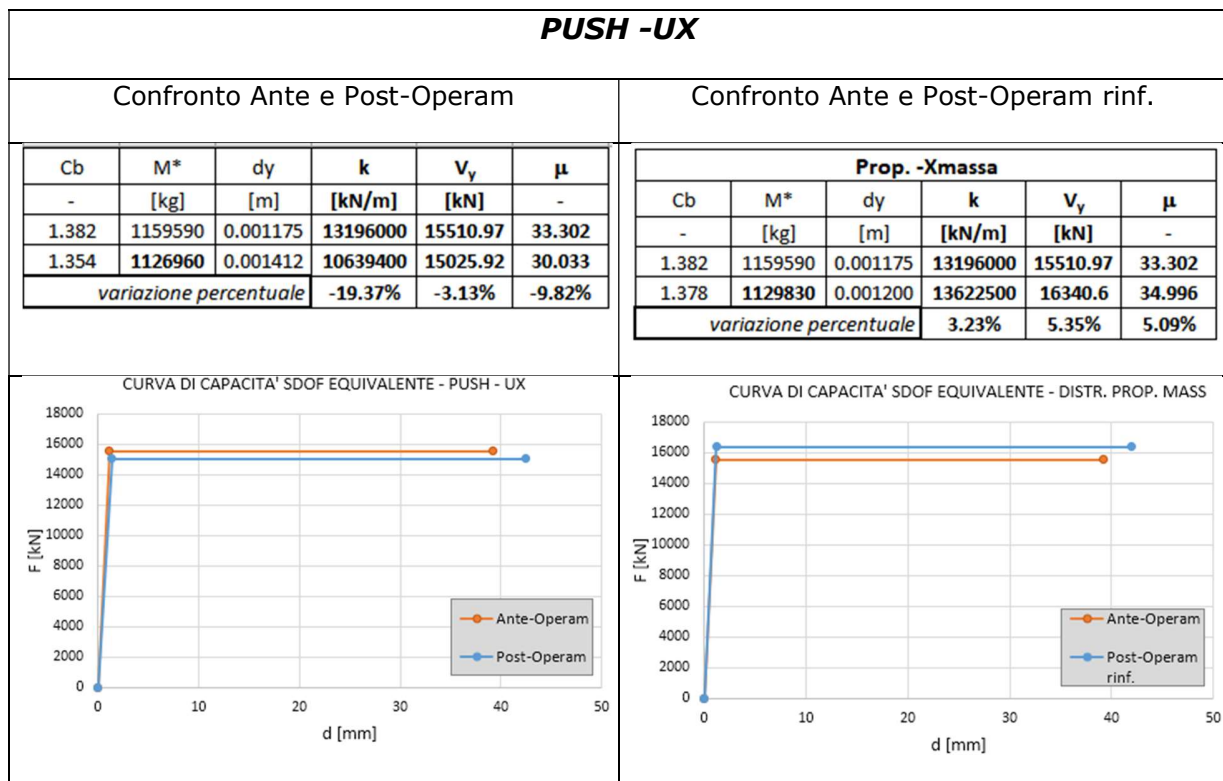
Quanto descritto trova conferma numerica nei risultati riportati nei tabulati seguenti, stralciati dalle schermate grafiche del software di calcolo, con evidenza dei parametri principali di interesse.

<b>Confronto ante e post-operam: dati di output del software</b>																																	
ANTE – OPERAM: PUSH +UX	ANTE – OPERAM: PUSH -UX																																
<p><b>Dati del Sistema Bilineare Equivalente_SLC</b></p> <table border="1"> <tr><td>Massa efficace</td><td>1159590 Kg</td></tr> <tr><td>Rigidità efficace</td><td>14874600000 N / m</td></tr> <tr><td>Periodo efficace</td><td>0.0554765 s</td></tr> <tr><td>Spostamento di snervamento</td><td>0.000401931 m</td></tr> <tr><td>Spostamento ultimo</td><td>0.054993 m</td></tr> <tr><td>Cb ultimo</td><td>0.5257216</td></tr> <tr><td>Duttilità disponibile</td><td>136.8221</td></tr> <tr><td>Fattore di struttura, q</td><td>16.51194</td></tr> </table>	Massa efficace	1159590 Kg	Rigidità efficace	14874600000 N / m	Periodo efficace	0.0554765 s	Spostamento di snervamento	0.000401931 m	Spostamento ultimo	0.054993 m	Cb ultimo	0.5257216	Duttilità disponibile	136.8221	Fattore di struttura, q	16.51194	<p><b>Dati del Sistema Bilineare Equivalente_SLC</b></p> <table border="1"> <tr><td>Massa efficace</td><td>1159590 Kg</td></tr> <tr><td>Rigidità efficace</td><td>13196000000 N / m</td></tr> <tr><td>Periodo efficace</td><td>0.0588994 s</td></tr> <tr><td>Spostamento di snervamento</td><td>0.00117543 m</td></tr> <tr><td>Spostamento ultimo</td><td>0.0521922 m</td></tr> <tr><td>Cb ultimo</td><td>1.363951</td></tr> <tr><td>Duttilità disponibile</td><td>44.40263</td></tr> <tr><td>Fattore di struttura, q</td><td>9.370446</td></tr> </table>	Massa efficace	1159590 Kg	Rigidità efficace	13196000000 N / m	Periodo efficace	0.0588994 s	Spostamento di snervamento	0.00117543 m	Spostamento ultimo	0.0521922 m	Cb ultimo	1.363951	Duttilità disponibile	44.40263	Fattore di struttura, q	9.370446
Massa efficace	1159590 Kg																																
Rigidità efficace	14874600000 N / m																																
Periodo efficace	0.0554765 s																																
Spostamento di snervamento	0.000401931 m																																
Spostamento ultimo	0.054993 m																																
Cb ultimo	0.5257216																																
Duttilità disponibile	136.8221																																
Fattore di struttura, q	16.51194																																
Massa efficace	1159590 Kg																																
Rigidità efficace	13196000000 N / m																																
Periodo efficace	0.0588994 s																																
Spostamento di snervamento	0.00117543 m																																
Spostamento ultimo	0.0521922 m																																
Cb ultimo	1.363951																																
Duttilità disponibile	44.40263																																
Fattore di struttura, q	9.370446																																
POST-OPERAM: PUSH +UX	POST-OPERAM: PUSH -UX																																
<p><b>Dati del Sistema Bilineare Equivalente_SLC</b></p> <table border="1"> <tr><td>Massa efficace</td><td>1126960 Kg</td></tr> <tr><td>Rigidità efficace</td><td>13858000000 N / m</td></tr> <tr><td>Periodo efficace</td><td>0.0566611 s</td></tr> <tr><td>Spostamento di snervamento</td><td>0.000403627 m</td></tr> <tr><td>Spostamento ultimo</td><td>0.0557159 m</td></tr> <tr><td>Cb ultimo</td><td>0.5060969</td></tr> <tr><td>Duttilità disponibile</td><td>138.0382</td></tr> <tr><td>Fattore di struttura, q</td><td>16.58543</td></tr> </table>	Massa efficace	1126960 Kg	Rigidità efficace	13858000000 N / m	Periodo efficace	0.0566611 s	Spostamento di snervamento	0.000403627 m	Spostamento ultimo	0.0557159 m	Cb ultimo	0.5060969	Duttilità disponibile	138.0382	Fattore di struttura, q	16.58543	<p><b>Dati del Sistema Bilineare Equivalente_SLC</b></p> <table border="1"> <tr><td>Massa efficace</td><td>1126960 Kg</td></tr> <tr><td>Rigidità efficace</td><td>10639400000 N / m</td></tr> <tr><td>Periodo efficace</td><td>0.064666 s</td></tr> <tr><td>Spostamento di snervamento</td><td>0.00141229 m</td></tr> <tr><td>Spostamento ultimo</td><td>0.056554 m</td></tr> <tr><td>Cb ultimo</td><td>1.359548</td></tr> <tr><td>Duttilità disponibile</td><td>75.44825</td></tr> <tr><td>Fattore di struttura, q</td><td>12.24322</td></tr> </table>	Massa efficace	1126960 Kg	Rigidità efficace	10639400000 N / m	Periodo efficace	0.064666 s	Spostamento di snervamento	0.00141229 m	Spostamento ultimo	0.056554 m	Cb ultimo	1.359548	Duttilità disponibile	75.44825	Fattore di struttura, q	12.24322
Massa efficace	1126960 Kg																																
Rigidità efficace	13858000000 N / m																																
Periodo efficace	0.0566611 s																																
Spostamento di snervamento	0.000403627 m																																
Spostamento ultimo	0.0557159 m																																
Cb ultimo	0.5060969																																
Duttilità disponibile	138.0382																																
Fattore di struttura, q	16.58543																																
Massa efficace	1126960 Kg																																
Rigidità efficace	10639400000 N / m																																
Periodo efficace	0.064666 s																																
Spostamento di snervamento	0.00141229 m																																
Spostamento ultimo	0.056554 m																																
Cb ultimo	1.359548																																
Duttilità disponibile	75.44825																																
Fattore di struttura, q	12.24322																																
POST-OPERAM RINF.: PUSH +UX	POST-OPERAM RINF.: PUSH -UX																																
<p><b>Dati del Sistema Bilineare Equivalente_SLC</b></p> <table border="1"> <tr><td>Massa efficace</td><td>1129830 Kg</td></tr> <tr><td>Rigidità efficace</td><td>14996200000 N / m</td></tr> <tr><td>Periodo efficace</td><td>0.0564521 s</td></tr> <tr><td>Spostamento di snervamento</td><td>0.000412042 m</td></tr> <tr><td>Spostamento ultimo</td><td>0.0574893 m</td></tr> <tr><td>Cb ultimo</td><td>0.5080632</td></tr> <tr><td>Duttilità disponibile</td><td>128.0695</td></tr> <tr><td>Fattore di struttura, q</td><td>15.97307</td></tr> </table>	Massa efficace	1129830 Kg	Rigidità efficace	14996200000 N / m	Periodo efficace	0.0564521 s	Spostamento di snervamento	0.000412042 m	Spostamento ultimo	0.0574893 m	Cb ultimo	0.5080632	Duttilità disponibile	128.0695	Fattore di struttura, q	15.97307	<p><b>Dati del Sistema Bilineare Equivalente_SLC</b></p> <table border="1"> <tr><td>Massa efficace</td><td>1129830 Kg</td></tr> <tr><td>Rigidità efficace</td><td>13622500000 N / m</td></tr> <tr><td>Periodo efficace</td><td>0.0572212 s</td></tr> <tr><td>Spostamento di snervamento</td><td>0.00119953 m</td></tr> <tr><td>Spostamento ultimo</td><td>0.0559718 m</td></tr> <tr><td>Cb ultimo</td><td>1.352389</td></tr> <tr><td>Duttilità disponibile</td><td>32.7155</td></tr> <tr><td>Fattore di struttura, q</td><td>8.026893</td></tr> </table>	Massa efficace	1129830 Kg	Rigidità efficace	13622500000 N / m	Periodo efficace	0.0572212 s	Spostamento di snervamento	0.00119953 m	Spostamento ultimo	0.0559718 m	Cb ultimo	1.352389	Duttilità disponibile	32.7155	Fattore di struttura, q	8.026893
Massa efficace	1129830 Kg																																
Rigidità efficace	14996200000 N / m																																
Periodo efficace	0.0564521 s																																
Spostamento di snervamento	0.000412042 m																																
Spostamento ultimo	0.0574893 m																																
Cb ultimo	0.5080632																																
Duttilità disponibile	128.0695																																
Fattore di struttura, q	15.97307																																
Massa efficace	1129830 Kg																																
Rigidità efficace	13622500000 N / m																																
Periodo efficace	0.0572212 s																																
Spostamento di snervamento	0.00119953 m																																
Spostamento ultimo	0.0559718 m																																
Cb ultimo	1.352389																																
Duttilità disponibile	32.7155																																
Fattore di struttura, q	8.026893																																

Post-processando i dati in questione, si ottengono le variazioni percentuali in termini di rigidezza  $k$ , resistenza  $V_y$  e duttilità  $\mu$ , che si ricorda essere proprio i parametri da controllare come requisito per poter rientrare all'interno di un intervento di tipo locale.

Il confronto grafico rafforza ulteriormente la buona similitudine di comportamento che si riscontra tra parete esistente e rinforzata a seguito di nuova apertura.





Ultimo aspetto, non meno importante, riguarda la resistenza della singola parete perimetrale, che per push +UX si aggira intorno ai 6000 kN. Confrontando tale valore con il tagliante delle curve push-over relativo alle analisi globali (vedi par. 4.5.3), che si ricorda essere la sommatoria dei tagli alla base dei pilastri, è possibile affermare che la parete è sovra-resistente, per cui l'ipotesi di mantenerla in campo elastico-lineare nell'ambito di tali analisi è veritiera. In particolare, dai grafici di **Figura 4.51** si osserva che il massimo tagliante, per direzione longitudinale, non supera i 4000 kN, il che significa avere sulla singola parete non più di 2000 kN.

## **4.9 Conclusioni**

Sull’opera oggetto della presente relazione è stata eseguito il dimensionamento dell’intervento locale previsto in progetto, a partire dalle informazioni desunte da specifiche indagini geofisiche e sulle strutture. Tali indagini hanno permesso di risalire al sistema strutturale con un livello di conoscenza LC2, anche se nel caso delle travi si è dovuto fare ricorso al progetto simulato per le aree dove non si è potuto accedere, vista l’assenza di una documentazione progettuale che riguardasse la distinta delle barre di armatura; stesso discorso vale per i setti del piano interrato e per le zone di estradosso dei solettoni di impalcato.

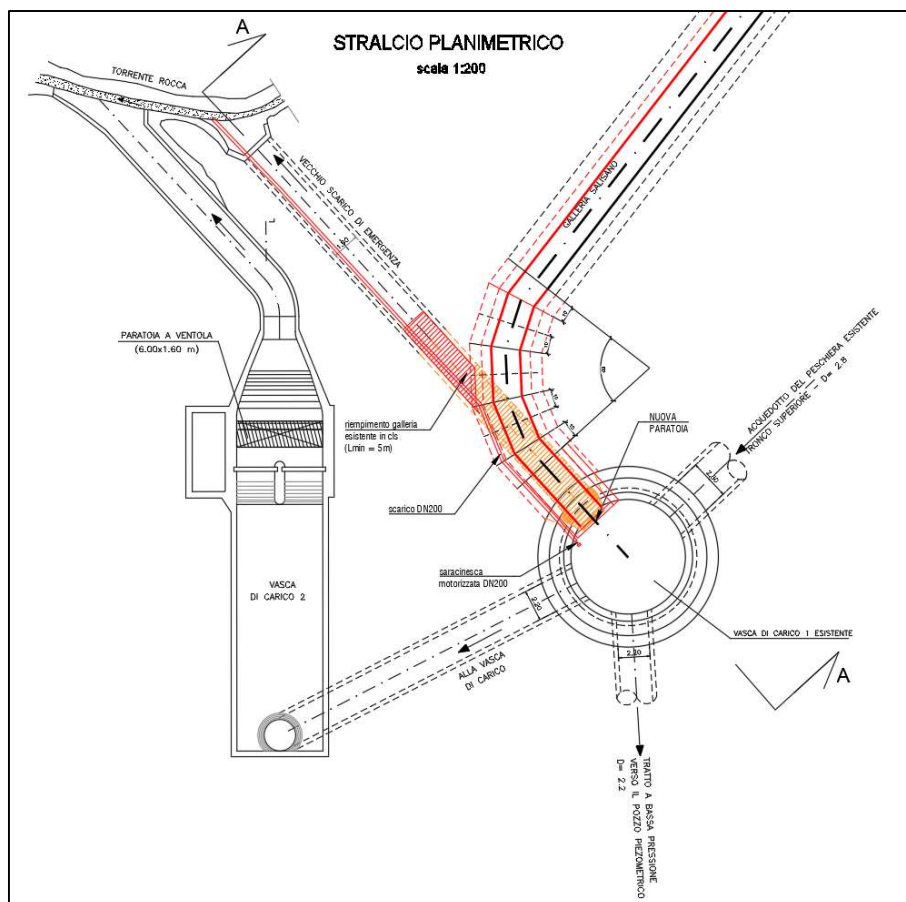
È stata eseguita una modellazione locale della sola parete perimetrale interrata interessata dall’intervento di realizzazione di un’apertura di dimensioni 4.00x4.00 m, nelle condizioni ante e post-operam; il confronto numerico ha mostrato la necessità, in particolare per spinta agente nel verso negativo, di inserire una cerchiatura, costituita da due profili HEB300 accoppiati, in modo da ripristinare la rigidità originaria e non determinare una riduzione di resistenza e duttilità, seppur anche in assenza di intervento la parete è in grado di resistere ai taglianti derivanti dal sistema di elevazione.

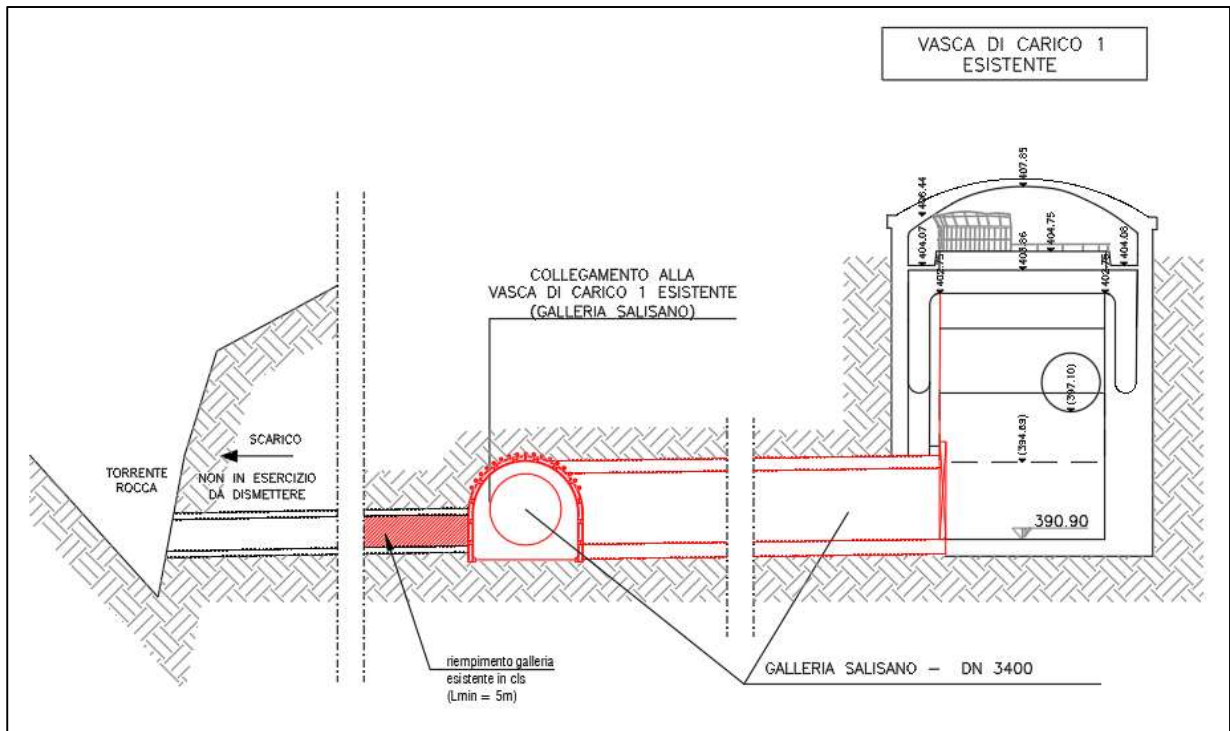


## 5 VASCA DI CARICO (SALISANO)

### 5.1 Premessa

L'intervento locale presso la centrale di salisano prevede l'allargamento di uno dei fori appartenenti alla parete cilindrica n.1, necessario ai fini idraulici. In dettaglio, secondo quanto schematizzato in Figura 5.1, il foro originario ha un diametro di circa 1.80 m, che bisogna portare a 3.40 m.

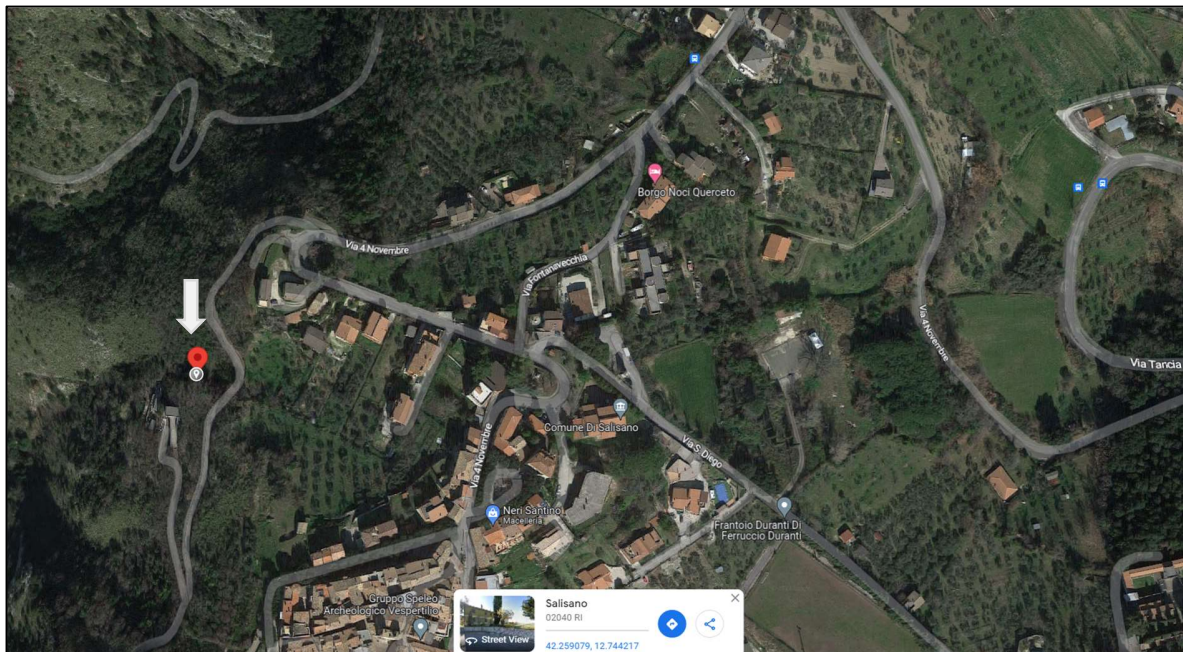




**Figura 5.1 – stralcio pianta e sezione collettore vasca, con evidenziata zona di intervento**

## 5.2 Descrizione del sistema strutturale

Il presente capitolo riporta una descrizione del sistema strutturale della Vasca di carico interrata, realizzata verso la fine degli anni '40 ed ubicata nel comune di Salisano (Ri), in zona sismica 2 ai sensi dell'OPCM 3274 e s.m.i.



**Figura 5.2 – Ubicazione della vasca di carico interrata**

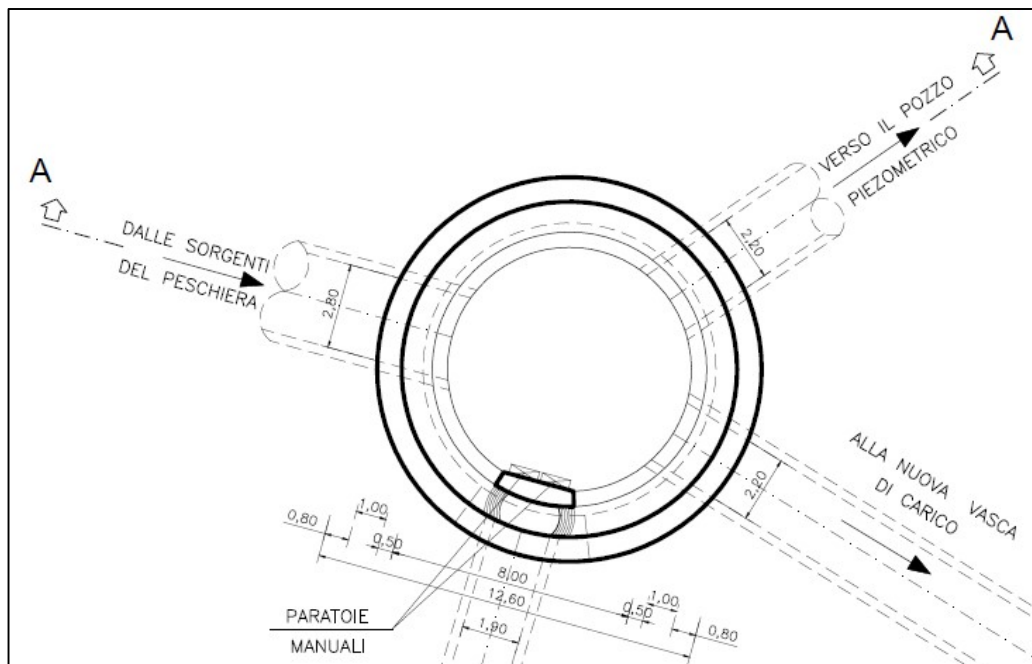
Trattasi di un'opera completamente interrata, con ricoprimento al di sopra della volta di copertura pari a circa 4.00 m, realizzata in calcestruzzo non armata per via della forma cilindrica delle pareti e della cupola di chiusura, anche se quest'ultima risulta a sesto molto ribassato (rapporto freccia su luce pari a circa 0.154).



**Figura 5.3 – Foto della vasca scattate dall’interno**

Di seguito una descrizione più approfondita del sistema strutturale, chiarito anche dagli stralci della pianta e della sezione verticale mostrati rispettivamente in Figura 5.4 e Figura 5.5:

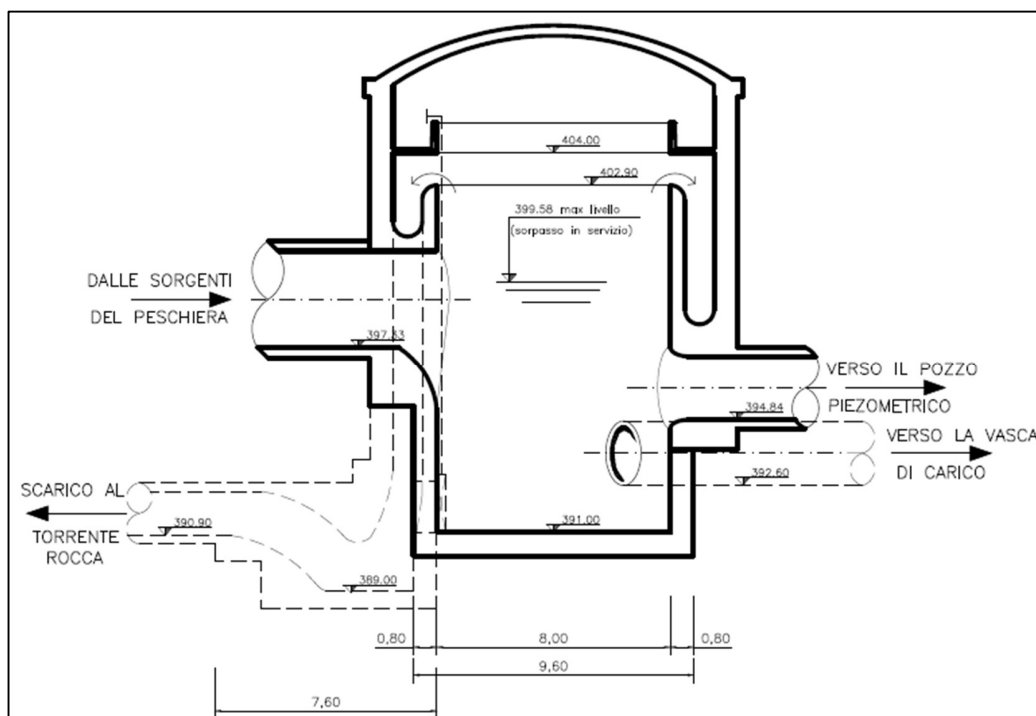
- La vasca di contenimento è caratterizzata da una parete cilindrica (parete n.1) di spessore 0.65 m, che si sviluppa su una generatrice circolare di diametro 8.80 m per un’altezza complessiva di 12.30 m; in altezza, i primi 6.70 m della parete sono interrati, successivamente risulta libera per l’allargamento della vasca attraverso una ulteriore parete cilindrica (parete n.2) avente diametro di 11.70 m ed altezza di 9.10 m (quota pari a +15.80 m rispetto all’imposta della parete n.1);



**Figura 5.4 – documentazione progettuale: pianta del manufatto**

- La chiusura verticale è costituita da una cupola che imposta sulla parete n.2 con forma circolare in pianta, ed ha un'altezza al colmo di circa 1.80 m (quota + 17.60 m rispetto all'imposta della parete n.1). Lo spessore della cupola è pari a 0.35 m;
- Un metro più in alto rispetto alla sommità della parete n.1 (quota + 13.30 m), è presente un ballatoio di larghezza 1.20 m a sbalzo rispetto alla parete n.2, che si sviluppa lungo tutto il perimetro della parete stessa. Tale orizzontamento, che permette l'accesso e l'ispezionabilità della vasca (vedi anche foto di Figura 5.4), ha uno spessore di circa 0.17 m e termina, nell'estremo libero, con una parete verticale dello stesso spessore, fungente da parapetto, sulla quale è stato montato un ulteriore elemento di protezione in carpenteria metallica;

- Il sistema di fondazione è costituito da una platea avente spessore pari a 0.80 m, sia all’imposta della parete n.1 (quota 0.00 m), sia all’imposta della parete n.2 nel collegamento con la parete n.1 (quota + 6.70 m).



**Figura 5.5 – documentazione progettuale: sezione A-A**

Da rilevare infine che sia la parete n.1 che la parete n.2 sono forate in corrispondenza delle intersezioni con le condotte da cui arriva e/o scaricano le acque, così come rappresentato nello stralcio di Figura 5.5.

## **5.3 Campagna di indagine e livello di conoscenza**

Nel presente capitolo si mostrano le risultanze delle indagini conoscitive, finalizzate al raggiungimento di un determinato livello di conoscenza, secondo quanto stabilito dalle NTC2018 e successivamente esplicitato nelle CNTC2018.

### *5.3.1 Analisi storico-critica*

Dalla ricerca della documentazione progettuale, è stato rinvenuto il progetto dell’opera, datato Maggio 1937. Tale progetto, allegato alla presente relazione e pertanto consultabile, riporta le piante alle varie quote e la sezione verticale, da cui è possibile leggere la geometria e le dimensioni degli elementi strutturali. Le informazioni desunte dalle tavole sono comunque state integrate da un rilievo a campione, che ne hanno confermato le misurazioni con errori dell’ordine del centimetro, pervenendo alla restituzione in formato elettronico (cad) di piante e sezioni, quindi alla definizione del sistema strutturale descritto al capitolo 1.

### *5.3.2 Dettagli costruttivi*

Il controllo della documentazione progettuale in situ ha mostrato la rispondenza degli elaborati progettuali al realizzato nelle superfici a vista in cls, il che ha portato a considerare attendibili anche tutti gli altri dettagli costruttivi mostrati nei grafici di progetto originari. Le indagini non hanno però interessato la soletta del ballatoio e la presenza di armature resistenti a riguardo, ragione per cui, in assenza di quadri fessurativi specifici, le verifiche non hanno riguardato l’elemento secondario in questione.

### 5.3.3 Caratterizzazione meccaniche dei materiali

#### 5.3.3.1 Prove su cls

Sono state eseguite sia prove distruttive, caratterizzate dal classico prelievo della carota di cls schiacciata successivamente in laboratorio previa la determinazione della profondità di carbonatazione, che prove non distruttive ma esclusivamente di natura sclerometrica. Le immagini seguenti mostrano l’ubicazione delle prove appena descritte e le tabelle di sintesi stralciate dal rapporto di prova redatto dalla Istedil s.p.a.; in dettaglio:

- N.1 prelievo di carota di cls con rapporto unitario altezza / diametro, sottoposta a prova di compressione in laboratorio. Il prelievo è stato eseguito dalla parete cilindrica n.2;

PROVE DI COMPRESIONE SU CAROTE					
N°	Stazione di prelievo	Diametro d (mm)	Altezza h (mm)	Massa Volumica D (Kg/m³)	Resistenza a compressione R <sub>c</sub> (N/mm²)
1	Carota 1 Setto circolare S1	104	104	2213	17.4

- In merito alla prova relativa alla profondità di carbonatazione eseguita in laboratorio sulla carota prelevata, è emerso quanto stralciato nella tabella seguente.

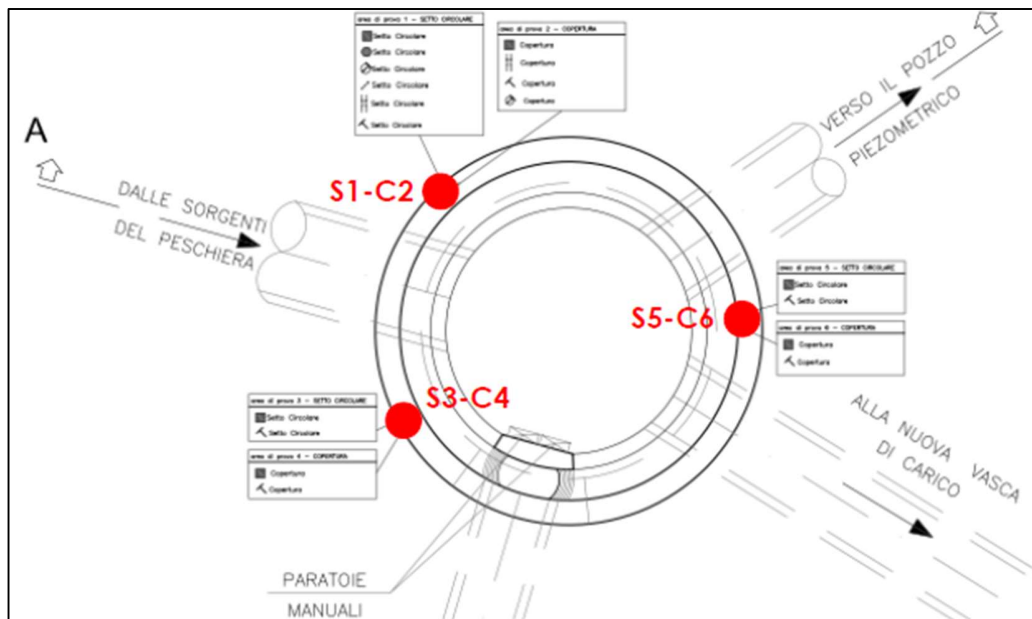
MISURA PROFONDITÀ DI CARBONATAZIONE SU CAROTE				
N°	Sigla provino	Diametro (mm)	Lunghezza prelievo (mm)	Carbonatazione (mm) d <sub>media</sub>
1	Carota 1 Setto circolare S1	104	160	26



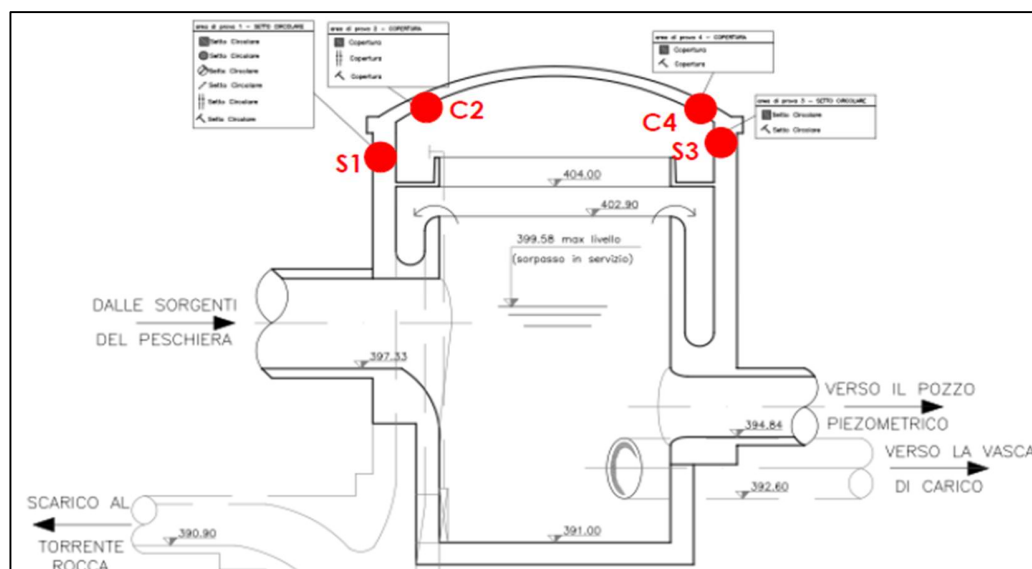
- n.6 indagini sclerometriche eseguite sempre sul setto n.2 ma anche sulla cupola di copertura, di cui l’indagine S1 nella stessa posizione in cui è stato prelevata la carota di cls per un’eventuale correlazione;

BATTUTE SCLEROMETRICHE NEL CALCESTRUZZO													
N°	STAZIONE DI MISURA	$\alpha$	INDICI SCLEROMETRICI										$I_M$
---	---	°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	---
1	Setto S1	0	32	32	35	35	35	28	35	32	28	35	32.7
2	Copertura C2	0	30	30	32	35	30	35	35	30	30	35	32.2
3	Setto S3	0	29	30	31	32	30	33	29	31	32	31	30.8
4	Copertura C4	0	35	35	39	40	35	35	35	38	40	35	36.7
5	Setto S5	0	26	26	25	27	25	30	27	30	25	26	26.7
6	Copertura C6	0	35	35	35	30	35	35	35	34	35	35	34.4

Nelle stesse zone in cui sono state eseguite le indagini sclerometriche, si sono effettuate anche le indagini pacometriche, da cui però non è emersa la presenza di barre di armatura; tale requisito è stato confermato anche da un saggio esplorativo portato fino alla profondità di 20 cm.



**Figura 5.6 – indagini sclerometriche + ultrasoniche: ubicazione in pianta**



**Figura 5.7 – indagini sclerometriche + ultrasoniche: ubicazione in sezione A-A**

#### 5.3.3.2 Prove su barre di armatura

Come già indicato al paragrafo precedente, le risultanze delle indagini hanno confermato l’assenza di barre di armatura all’interno degli elementi in cls.

#### 5.3.4 *Livello di conoscenza*

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive (§5.3.1, §5.3.2 e §5.3.3), si va ad individuare il “livello di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definire i correlati fattori di confidenza FC, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1: livello di conoscenza limitato,      cui corrisponde  $FC=1.35$ ;
- LC2: livello di conoscenza adeguato,      cui corrisponde  $FC=1.20$ ;
- LC3: livello di conoscenza accurato,      cui corrisponde  $FC=1.00$ .

Nel caso specifico, secondo quanto riportato al par. C8.5.4.2 delle CNTC2018, cui si rimanda per maggiori dettagli, le informazioni ottenute dalla campagna di indagine sono tali da poter considerare il raggiungimento di un livello di conoscenza LC1, cui corrisponde un fattore di confidenza  $FC=1.35$  (vedi anche tabella C8.5.IV delle CNTC2018 stralciata di seguito).

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

Si ricorda che il fattore di confidenza riduce le resistenze dei materiali determinate a seguito delle indagini conoscitive (valori medi), così da ottenere i valori di progetto per i meccanismi di tipo duttile, mentre nel controllo dei meccanismi di tipo fragile bisogna tenere conto anche del coefficiente parziale di sicurezza previsto dalla normativa per i materiali di nuova realizzazione.

## 5.4 Analisi dei carichi

### 5.4.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali è tenuto conto in maniera automatica dal software di calcolo utilizzato, assegnando il peso dell’unità di volume del materiale, nel caso specifico si assume  $\gamma_{dis}=24 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.4.2 Sovraccarichi permanenti

Fanno parte di questa categoria i sovraccarichi permanenti “portati” dall’orizzontamento di copertura e dal ballatoio a quota +13.30 m. Di seguito una sintesi delle analisi dei carichi svolte.

<b>Cupola di copertura</b>		
Descrizione	geometria	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Soletta piena	$\gamma=24 \text{ kN/m}^3$ ; $s=0.35 \text{ m}$	-*
Impermeabilizzazione	-	0.10
Ricoprimento	$\gamma=26.5 \text{ kN/m}^3$ ; $hm=4.90 \text{ m}$	129.85
	<b><math>\Sigma g_{1k}</math></b>	-*
	<b><math>\Sigma g_{2k}</math></b>	<b>129.95</b>

\* il peso proprio della cupola di copertura è valutata in automatico all’interno del software di calcolo, essendo stata modellata esplicitamente.

Nel caso del ballatoio, l’analisi dei carichi riporta, con il simbolo  $G_{2k}$ , il sovraccarico permanente concentrato legato alla presenza del parapetto nella sola zona di estremità.

<b>Ballatoio</b>			
Descrizione	geometria	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_k$ [kN/m]
Soletta piena	$\gamma=25$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.17$ m	4.25	-
Parapetto	$\gamma=25$ kN/m <sup>3</sup> ; $s=0.17$ m, $H=1.00$ m	-	4.25
	<b><math>\Sigma g_{1k}</math></b>	<b>4.25</b>	-
	<b><math>\Sigma G_{2k}</math></b>	-	<b>4.25</b>

### 5.4.3 Spinta statica del terrapieno

Poiché i setti sono vincolati in testa per la presenza della cupola di copertura nel caso della parete n.2, o della platea di fondazione per la parete n.1, è plausibile che non si verifichino le condizioni limite di spinta attiva, per cui è ragionevole ipotizzare il terrapieno nel suo stato di “riposo”. Ipotizzando, secondo quanto emerge dai dati geologici a disposizione, un materiale roccioso caratterizzato da un peso dell’unità di volume  $\gamma_n=26.50 \text{ kN/m}^3$ , da un angolo di attrito interno  $\phi'=40^\circ$  e l’assenza di falda al di sotto del piano campagna, si ottengono i seguenti valori:

- Coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \tan\phi' = 0.357$$

- Tensione orizzontale in sommità parete n.2 (z=-5.60 m da p.c.)

$$\sigma_x = k_0 \cdot \gamma_n \cdot z = 54.87 \text{ kN/m}^2$$

- Tensione orizzontale all’imposta parete n.1 (z=-21.60 m da p.c.)

$$\sigma_x = k_0 \cdot \gamma_n \cdot z = 204.35 \text{ kN/m}^2$$

#### 5.4.4 Azione sismica

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17/01/2018 p.to 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d’Uso del fabbricato;
- Categoria del Suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

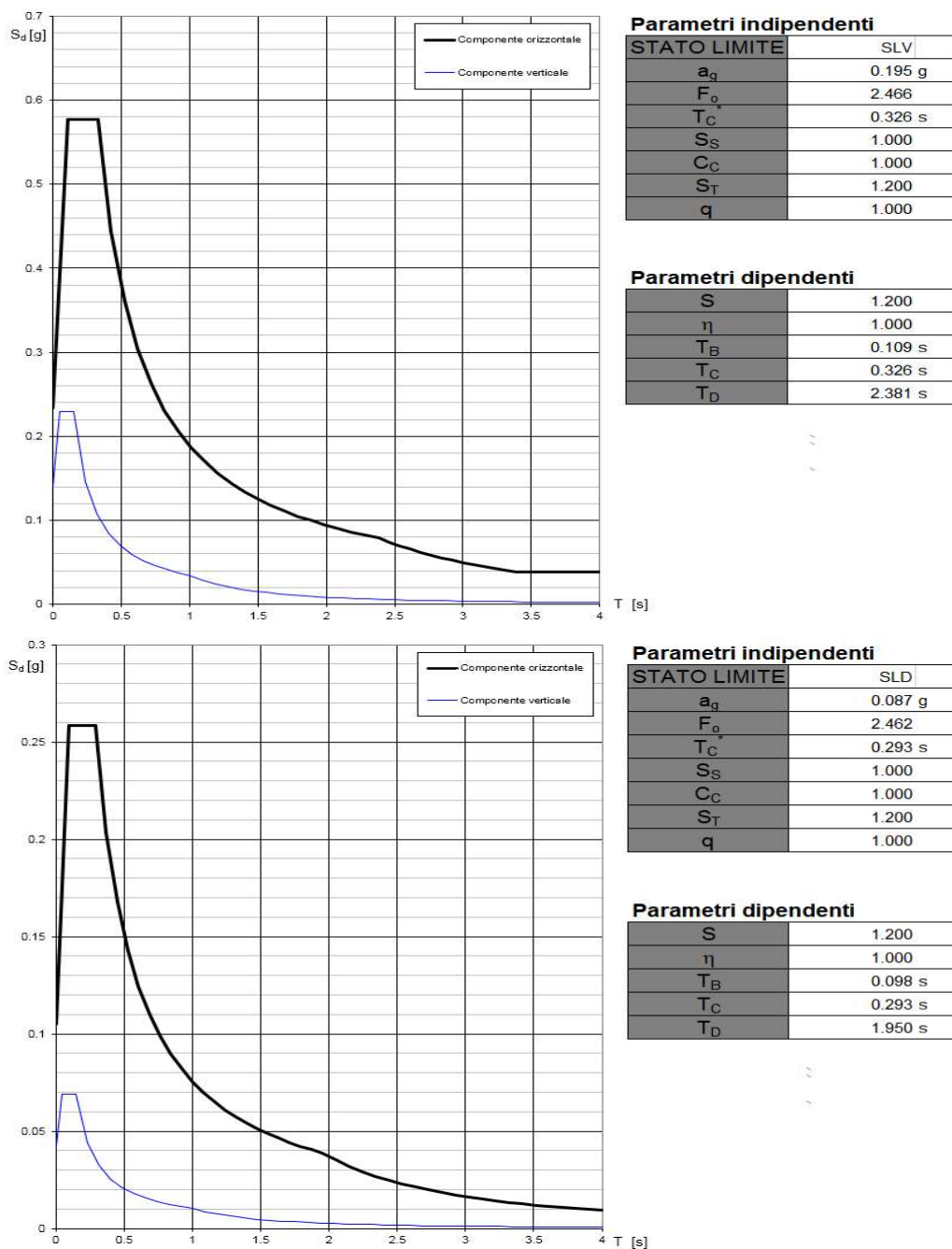
Si riportano di seguito i parametri sismici utilizzati nelle verifiche:

- Classe d’uso: IV;
- Sito in esame: Comune di Castel Sant’Angelo (RI)
  - ✓ Latitudine (ED50): 42°,25909
  - ✓ Longitudine (ED50): 12°,74423
- Categoria del suolo: A;
- Categoria topografica: T2 vetta del pendio;
- Vita nominale: 50 anni;
- Coefficiente d’uso  $C_u$ : 2,0;

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [S]
SLO	60	0.070	2.504	0.282
SLD	101	0.087	2.462	0.293
SLV	949	0.195	2.466	0.326
SLC	1950	0.238	2.501	0.336

L’immagine successiva mostra lo spettro di risposta relativo allo stato limite SLV e SLD.



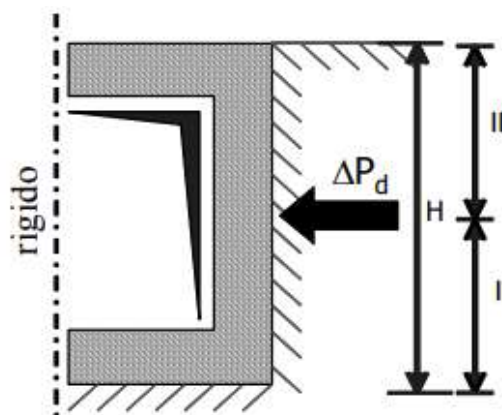


**Figura 5.8 – Spettri di risposta elastici stato limite SLV e SLD**

#### 5.4.5 Incremento sismico della spinta del terreno

L'incremento di spinta dinamico sulla struttura è tenuto in conto facendo riferimento alla teoria di Wood, utilizzata per opere di sostegno che non possono subire spostamenti o rotazioni. La distribuzione di pressioni risultanti ha andamento costante ed è correlata al peso dell'unità di volume del terreno potenzialmente mobilitato, al coefficiente  $k_h = (a_g/g) S$  e all'altezza interrata del setto  $H$ , tramite la formulazione:

$$\Delta p_d(z) = (a_g/g) S \gamma H = k_h \gamma H$$



**Figura 5.9 - Incremento di spinta sismica secondo la teoria di Wood**

Nel caso specifico si ottiene, con riferimento allo SLV, all'ipotesi di falda assente e alla simbologia già indicata per il calcolo della spinta statica (vedi par. 0), quanto di seguito illustrato:

$$\bar{\gamma} = 26.50 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta p_d = 0.195 \cdot 1.200 \cdot 26.50 \cdot 15.80 = 97.98 \text{ kN/m}^2$$

Le condizioni di carico elementari che rappresentano l'incremento sismico del terrapieno nell'ambito del metodo pseudo-statico, sono denominate "Wood\_X" e "Wood\_Y".

#### *5.4.6 Azioni inerziali*

Nell’ambito dell’applicazione del metodo pseudo-statico, oltre agli incrementi di spinta legati all’interazione con il terrapieno, bisogna considerare anche gli effetti inerziali, secondo quanto indicato dalla normativa vigente per le opere di sostegno interrato. Nel caso specifico, l’accelerazione massima è quella indicata dalla normativa considerando il coefficiente  $\beta_m$  con valore unitario, vista la particolare configurazione dell’opera che non consente spostamenti permanenti delle singole pareti per effetto della presenza della cupola sommitale a sesto molto ribassato.

In ragione di ciò, tale azione si assegna nell’ambiente software come “Self weight” il cui coefficiente  $k_h$  rappresenta proprio l’accelerazione massima normalizzata rispetto all’accelerazione di gravità; tale coefficiente è assegnato all’asse X o all’asse Y a seconda della direzione del sisma del caso di carico elementare che si sta esaminando.

$$k_h = \frac{a_{g,max}}{g} = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

$$k_h = 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.20 \cdot 0.195 = 0.234$$

Le condizioni di carico elementari introdotte nell’ambiente Fem e rappresentative dell’azione pseudo-statica del sisma, sono denominate “Inerzia\_X” ed “Inerzia\_Y” e saranno combinate secondo quanto mostrato più in avanti nel paragrafo specifico.

#### *5.4.7 Sovraccarichi variabili*

I sovraccarichi variabili sono definiti in ragione delle destinazioni d’uso indicate al par. 5.2 della presente relazione, quindi facendo riferimento alla tabella 3.1.2 delle NTC2018. Nel caso specifico si sintetizzano sia i valori dei sovraccarichi variabili, sia i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  da prendere in considerazione ai fini delle combinazioni di carico di cui si dirà successivamente.

Descrizione destinazione d’uso	Categoria	qk [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
-	-				
Coperture e ballatoi sola manutenzione	H	0.50	0.00	0.00	0.00

#### *5.4.8 Spinta dell’acqua*

Nell’ambito delle verifiche eseguite, si considerano due ipotesi diametralmente opposte, che massimizzano la severità delle stesse. In dettaglio:

- sia per la valutazione della vulnerabilità sismica che per la valutazione della sicurezza della quasi totalità degli elementi strutturali, fatta eccezione per la parte libera del setto n.2, si ipotizza che il livello dell’acqua di raccolta sia minimo e non superi il livello di 6.20 m a partire dal fondo della vasca:

$$\sigma_{min} = 10 \cdot 6.20 = 62.00 \text{ kN/m}^2$$

- per la verifica di sicurezza della parte libera del setto n.2, si ipotizza che l’acqua abbia raggiunto il livello massimo di sfioro, pari cioè a + 12.30 m.

$$\sigma_{max} = 10 \cdot 12.30 = 123.00 \text{ kN/m}^2$$

In entrambi i casi, poiché l’ambiente di raccolta è situato al di sotto del piano campagna, è possibile trascurare gli effetti legati allo sloshing.

#### 5.4.9 Combinazione dei carichi

Le combinazioni dei carichi prese in considerazione fanno riferimento a quanto indicato al par. 2.5.3 delle NTC2018. In particolare, ai fini della valutazione della sicurezza, si fa riferimento alle combinazioni allo SLU o fondamentali, considerando ciascuno dei carichi accidentali come prevalente; in presenza di sisma, invece, la combinazione da prendere in considerazione è quella quasi permanente dei carichi, in cui cioè i coefficienti di combinazione delle azioni permanenti sono unitari, mentre per i carichi variabili si applicano i coefficienti di combinazione  $\psi_2$  riportati al par. 5.4.9 della presente relazione. La tabella mostra una sintesi delle combinazioni utilizzate con riferimento alle analisi statiche (pseudo-statiche) lineari.

-	STATICA			SLV SISMA			
	1	2	3	4	5	6	7
<b>Tipo di carico</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>
Pp	1.3	1.3	1	1	1	1	1
Pperm	1.3	1.3	1	1	1	1	1
Spinta terreno	1	1	1	1	1	1	1
Spinta acqua min	1	1	0	1	1	1	1
Spinta acqua max	0	0	1.5	0	0	0	0
Manutenzione	1.5	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0
Wood_X (Inerzia_X)	0	0	0	1	0.3	-1	-0.3
Wood_Y (Inerzia_Y)	0	0	0	0.3	1	-0.3	-1

Per le analisi statiche non lineari, a cui si farà riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica del sistema strutturale, per i casi di carico elementari aventi componente verticale si applicano sempre i coefficienti di combinazione riportati in tabella, mentre le spinte di Wood sono considerate solo nella direzione in cui si applicano le forze pseudo-statiche, secondo quanto sarà chiarito più in avanti.

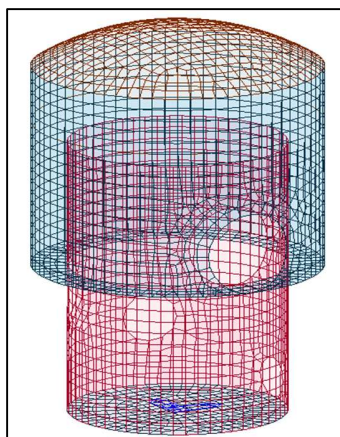
## **5.5 Analisi preliminare**

Prima di procedere al dimensionamento e verifica dell’intervento, attraverso una modellazione locale maggiormente accurata e rispondente, sul modello globale post-operam, rappresentato al paragrafo precedente, si è eseguita un’analisi modale che si è confrontata con quella del modello ante-operam.

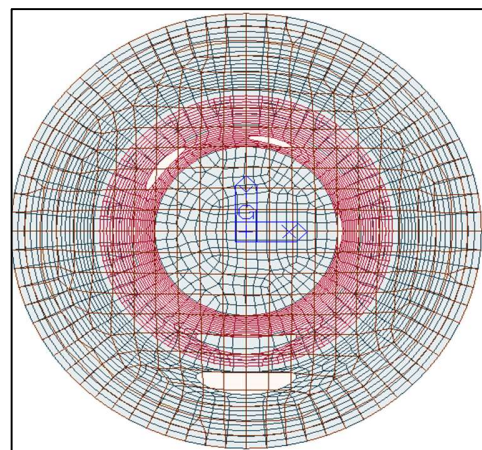
### *5.5.1 Modellazione agli elementi finiti*

#### 5.5.1.1 Geometria

Le immagini di Figura 5.3 mostrano alcune viste del modello agli elementi finiti sviluppato mediante il software di calcolo Midas Gen, da cui emerge che:

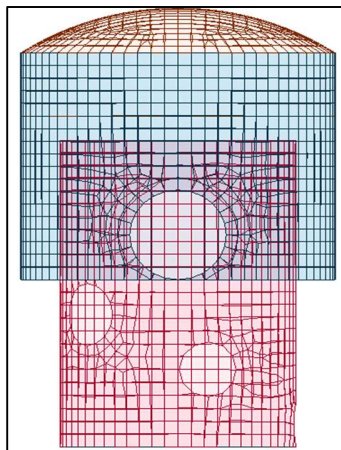


Vista 3D

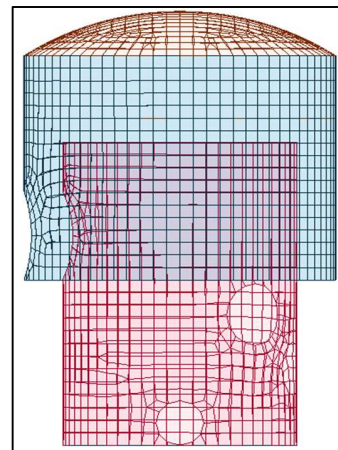


Vista dall’alto





Vista laterale (piano XZ)



Vista frontale (piano YZ)

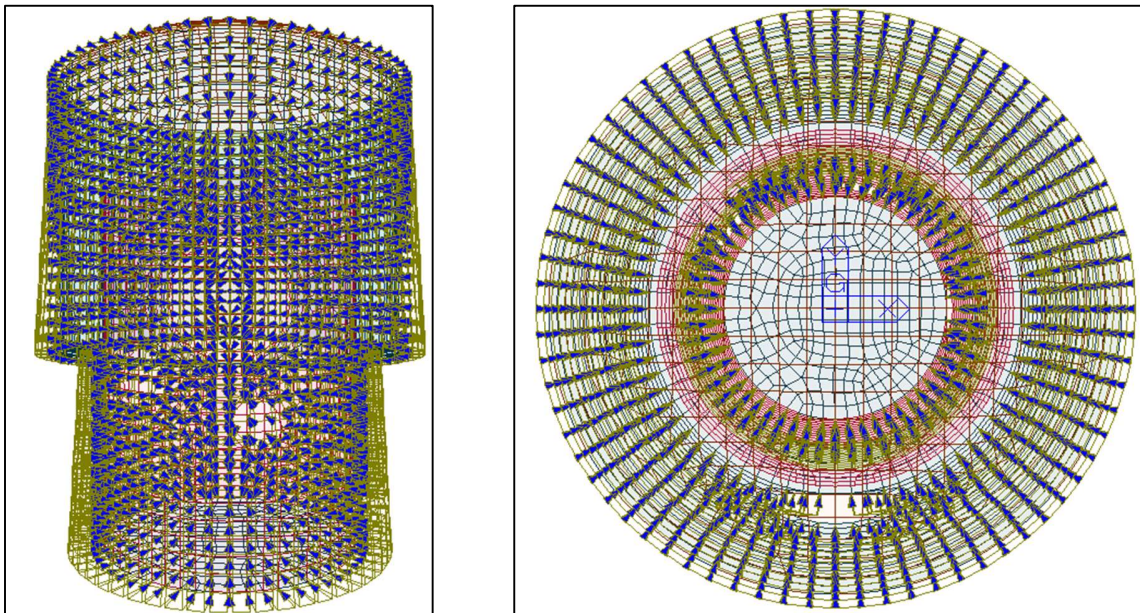
**Figura 5.10 – Varie viste del modello agli elementi finiti**

- Tutti gli elementi strutturali, aventi un comportamento a piastra, caratterizzato da due dimensioni prevalenti rispetto alla terza vale a dire lo spessore, sono ben rappresentati da elementi finiti a 4 nodi plate-shell, a cui si assegnano proprietà dei materiali e spessore dell’elemento. I differenti colori mostrati nel caso specifico individuano proprietà diverse che, a parità di caratterizzazione del materiale, sono legate esclusivamente al diverso spessore di ciascun componente (parete n.1, parete n.2, cupola);
- La geometria del modello rispecchia fedelmente quella reale, avendo modellato anche i fori presenti in corrispondenza delle intersezioni con le condotte idriche in ingresso ed in uscita. Sono proprio tali aperture che determinano l’asimmetria radiale del sistema strutturale, quindi l’importanza di simulare l’evento sismico in entrambe le direzioni principali;
- Il ballatoio non è modellato fisicamente, ma se ne tiene conto soltanto in termini di carichi, secondo quanto mostrato al paragrafo successivo.

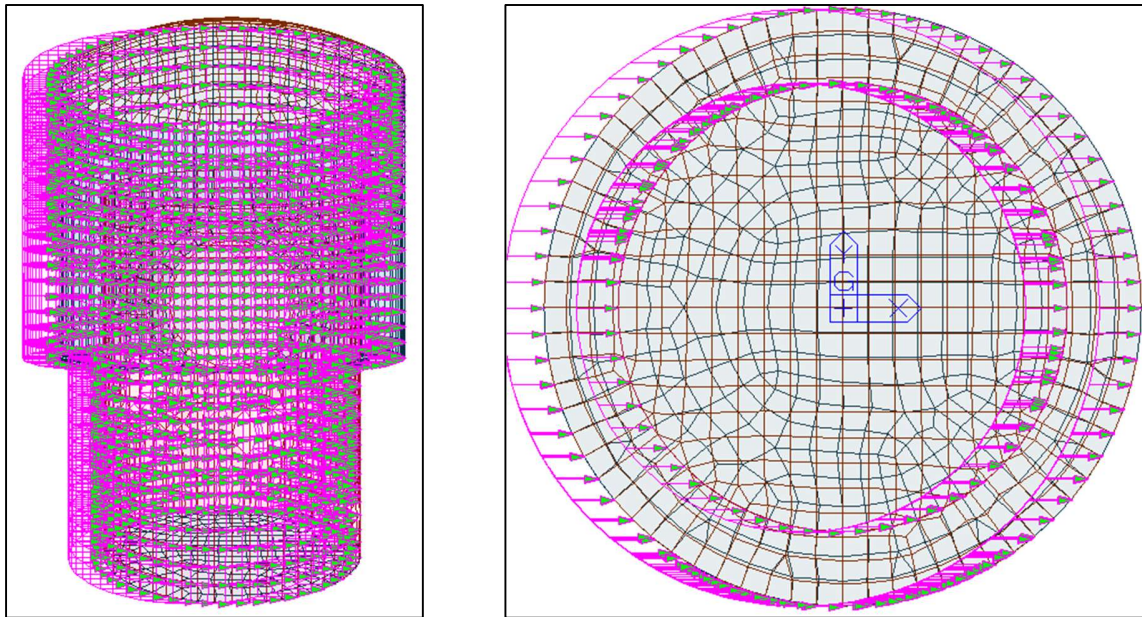
### 5.5.1.2 Carichi

I carichi inseriti all’interno del modello dipendono dal tipo di azione; in dettaglio:

- La spinta statica del terreno è rappresentata da “pressure load” da applicare agli elementi plate-shell rappresentativi dei setti perimetrali interrati, in direzione parallela alla normale dell’elemento, i cui valori sono quelli riportati al par. 5.4.3 della presente relazione;
- Allo stesso modo viene assegnata la sovraspinta sismica secondo la teoria di Wood (vedi §5.4.5), con la differenza che, rispetto a quella statica, ha un andamento costante lungo l’altezza del parameto ed è diretta nella direzione parallela all’asse globale X o Y, a seconda della direzione prevalente che si prende in considerazione per l’evento sismico;

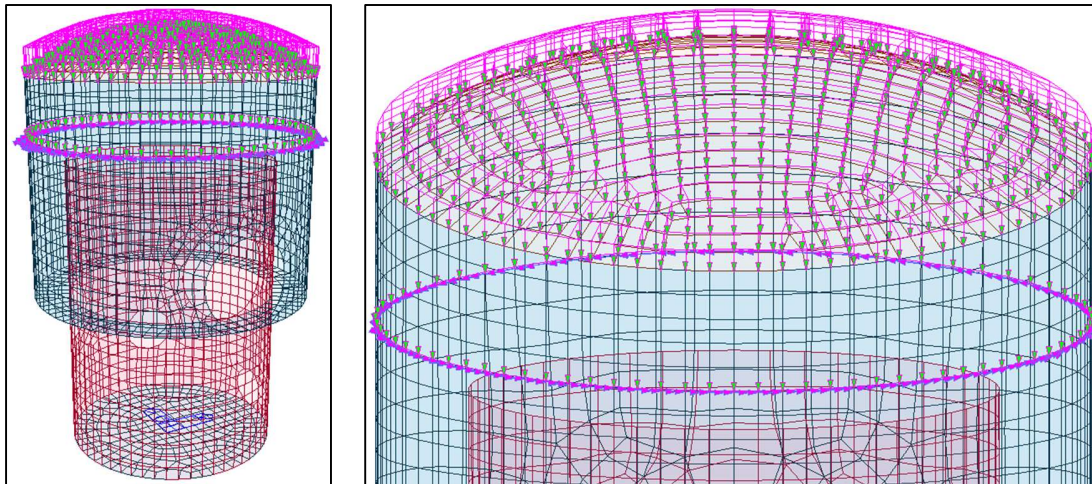


**Figura 5.11 – spinta delle terre applicata agli elementi plate rappresentativi i setti interrati**



**Figura 5.12 – spinta di Wood dir. X applicata ad elementi plate rappresentativi i setti interrati**

- I sovraccarichi permanenti legati al ricoprimento sono applicati come "pressure load" sugli elementi plate-shell rappresentativi della cupola. L'intensità del carico è quella definita al par. 5.4.2 della presente relazione, agente nella direzione globale parallela all'asse Z del sistema di riferimento;



**Figura 5.13 – azioni permanenti applicate ai plate rappresentativi di cupola e parete n.1**

- In Figura 5.13, oltre ai carichi di cui sopra, si vedono anche delle azioni applicate in corrispondenza del ballatoio. Trattasi sia di un carico verticale per unità di lunghezza applicato al bordo degli elementi plate, sia di una coppia per unità di lunghezza il cui asse vettore è radiale. I valori inseriti all’interno del modello sono calcolati di seguito e derivano dall’analisi dei carichi del ballatoio, mostrata al par. 5.4.2, ipotizzando lo schema statico a mensola e determinando le reazioni vincolari di taglio e momento agenti all’incastro:

$$F_v = g \cdot l + G ; M = \frac{g \cdot l^2}{2} + G \cdot \left( l + \frac{s}{2} \right)$$

essendo  $l=1.20$  m la larghezza del ballatoio ed  $s$  lo spessore del parapetto in cls.

- Stesso discorso vale per le azioni variabili derivanti dal ballatoio; in questo caso in più è da sommarsi, nel solo calcolo della coppia, il momento esterno generato dall’applicazione della forza orizzontale di 100 kgf/m agente in sommità al parapetto. Di seguito i valori ottenuti:

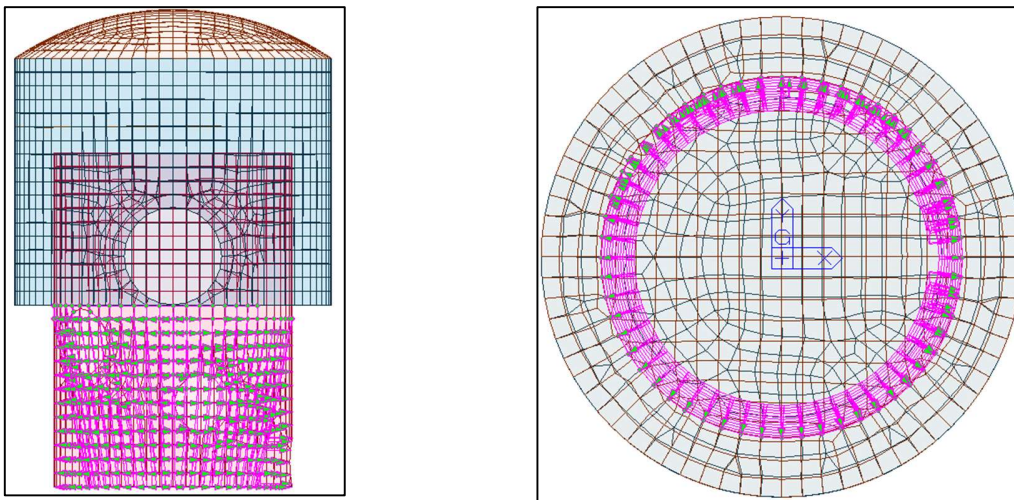
Azioni permanenti

$$F_v = 10.07 \text{ kN/m} ; M = 13.84 \text{ kNm/m}$$

Azioni variabili

$$F_v = 0.60 \text{ kN/m} ; M = 1.60 \text{ kNm/m}$$

- Infine, per quel che riguarda la spinta idrostatica, applicata nelle due configurazioni che massimizzano la severità delle verifiche secondo quanto indicato al par. 5.4.8, vale quanto già detto per la spinta statica. Si applicano cioè alla parete n.2 del modello dei "pressure load" agenti nella direzione normale al piano dell'elemento finito, con verso esterno rispetto alla vasca di contenimento dell'acqua stessa; per completezza, si mostra nell'immagine il caso di livello minimo.



**Figura 5.14 – spinta di Wood dir. X applicata ad elementi plate rappresentativi i setti interrati**

Infine, le azioni inerziali sono assegnate al modello di calcolo attraverso l'inserimento del coefficiente moltiplicativo  $k_h$  dei pesi propri degli elementi strutturali (ambiente self weight), alla stregua di quanto si fa con la condizione di carico elementare "peso proprio", secondo quanto già illustrato al par. 5.4.6 della presente relazione.

### 5.5.1.3 Vincoli

I vincoli sono assegnati al modello Fem mediante metodologie differenti; in dettaglio:

- ai nodi degli elementi plate-shell rappresentativi della platea di fondazione si assegnano vincoli fissi nelle tre direzioni X, Y, Z del sistema di riferimento globale, ritenendo valida l'ipotesi di elevata rigidità verticale per via della natura interrata della vasca e delle caratteristiche meccaniche buone del substrato roccioso;
- agli elementi plate-shell rappresentativi dei setti perimetrali, si assegna un insieme di molle agenti in direzione normale (asse locale z). Tali molle, oltre a richiedere in input un valore della rigidità assiale, posseggono la caratteristica di non linearità della "boundary condition", vale a dire sono reagenti soltanto a sforzi di compressione. Tale caratteristica è importante in quanto consente agli elementi plate-shell di "caricarsi" sotto le azioni delle spinte legate al terrapieno (in questo caso le molle sono tese per cui non forniscono alcuna reazione), mentre si fornisce un vincolo alle azioni orizzontali quando sono sottoposte a compressione, così da simulare più correttamente il comportamento reale soprattutto ai fini delle analisi push-over di cui si dirà nel seguito. In merito al valore della rigidità assiale, al software si è assegnato il valore della costante di winkler per azioni orizzontali pari a  $5 \text{ daN/cm}^3$ , che poi il software trasforma in rigidità nodale in ragione della superficie di influenza di ciascun nodo della mesh.

#### 5.5.1.4 Materiali

Si esaminano dapprima i valori medi delle resistenze dei materiali, derivanti dalla campagna di indagine conoscitiva descritta al par. 5.3.3. Quindi si determinano i valori di progetto in ragione del livello di conoscenza raggiunto e si mostrano gli inserimenti all’interno del software sia ai fini delle analisi lineari che per la non linearità meccanica.

##### **5.5.1.4.1 Proprietà meccaniche del cls**

Nella tabella seguente si mostra la sintesi dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio; non avendo abbinato alle prove non distruttive sclerometriche quelle ultrasoniche, non si ritiene opportuno considerare validi i risultati delle prove indirette, che quindi non sono presenti nella valutazione del valore medio.

SIGLA	Elemento	$f_{cm}$ [Mpa]	$R_{cm}$ [Mpa]	Rotture
-	-			-
CA1	Pila n.19 19° (2°) campata	17.02	20.50	

I valori corretti delle prove di laboratorio, aventi sempre rapporto unitario tra diametro e carota, sono riportati in grigio nella colonna  $R_c$ , da cui ne derivano le resistenze cilindriche  $f_c$  applicando l’espressione seguente:

$$f_c = 0.83 \cdot R_c$$

A partire dal valore medio della resistenza a compressione del materiale, è possibile ricavare il modulo elastico  $E_{cm}$  e la resistenza a trazione  $f_{ctm}$  attraverso le espressioni indicate al capitolo 11 delle NTC2018, cui si rimanda per maggiori dettagli. I valori di progetto, secondo quanto indicato dallo stesso quadro normativo, sono ottenuti dividendo il valore medio per il fattore di confidenza  $FC=1.35$  (vedi §5.3.4 della presente relazione) nel caso di verifica dei meccanismi duttili, anche per il coefficiente parziale  $\gamma_c=1.50$  nel caso di verifica dei meccanismi fragili.

La tabella successiva mostra i risultati ottenuti per l’unica classe omogenea di materiale individuata, avendo indicato con:

- $f_{cd}$  la resistenza a compressione di progetto per meccanismi duttili;
- $f_{cd,r}$  la resistenza a compressione di progetto per meccanismi fragili;
- $f_{ctd}$  la resistenza a trazione di progetto del materiale, non utilizzata nel caso specifico per via dell’ipotesi sul cls non reagente.

Setti in cls		
$f_{cm}$	[Mpa]	17.02
$f_{cd}$	[Mpa]	12.60
$f_{cd,r}$	[Mpa]	8.40
$E_{cm}$	[Mpa]	25803
$f_{ctm}$	[Mpa]	1.30
$f_{ctd}$	[Mpa]	0.96



#### **5.5.1.4.2 Proprietà meccaniche barre di armatura**

Le indagini conoscitive hanno chiarito l’assenza totale di armatura, che quindi non è stata caratterizzata.

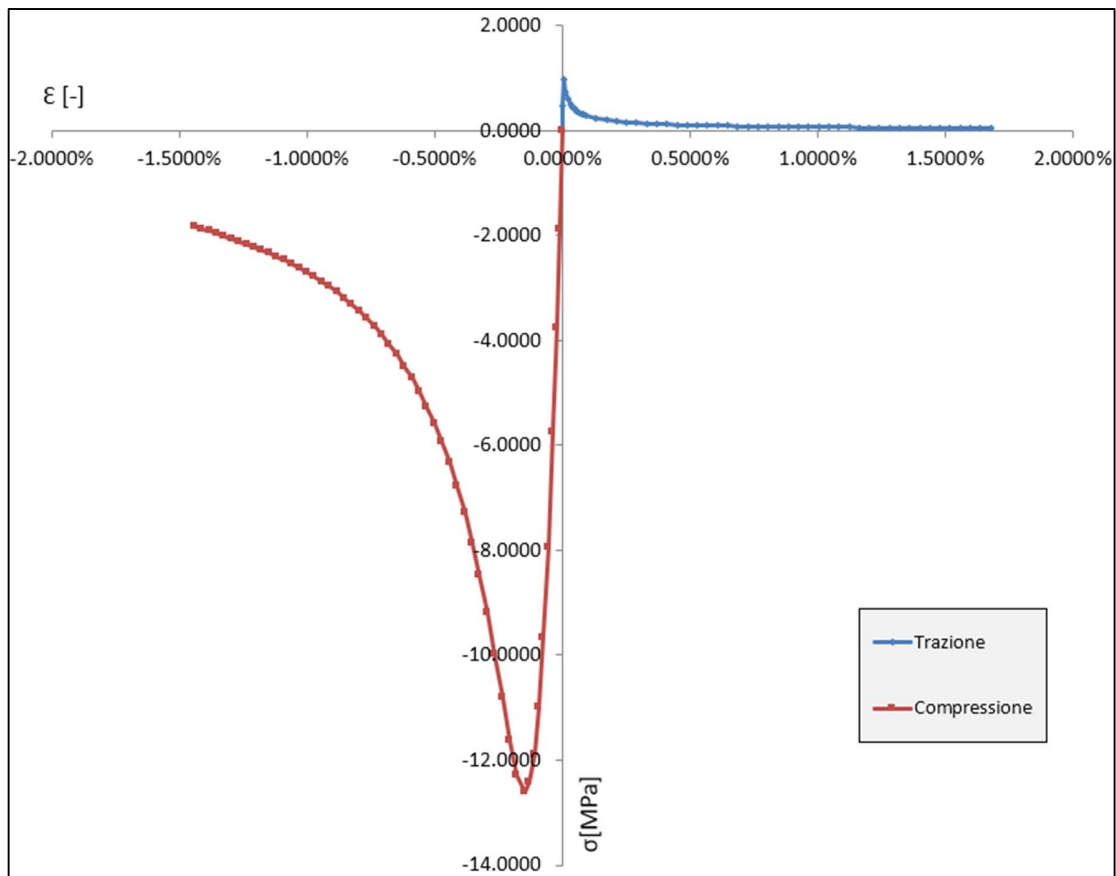
#### **5.5.1.4.3 Applicazione al modello di calcolo**

Ai fini delle analisi pseudo-statiche lineari, il materiale cls è tenuto in conto soltanto attraverso il suo modulo elastico, i cui valori sono riportati nelle tabelle finali di sintesi del §5.5.1.4.1. Nella schermata di interfaccia del software, oltre al modulo elastico, si fornisce anche il peso dell’unità di volume, importante per la valutazione automatica dei pesi propri.

The screenshot displays the 'General' and 'Elasticity Data' sections of the Mias Gen software. The 'Material ID' is 3 and the 'Name' is CLS\_NL. Under 'Elasticity Data', the 'Type of Design' is set to 'Concrete'. A 3D model of a concrete beam is shown. The 'Type of Material' is set to 'Isotropic'. The 'Steel' and 'Concrete' sections show various material properties such as Modulus of Elasticity, Poisson's Ratio, Thermal Coefficient, and Weight Density. The 'Plasticity Data' section is highlighted with a red box, showing 'Plastic Material Name' set to 'Cls'. The 'Inelastic Material Properties for Fiber Model' section shows 'Concrete' set to 'None' and 'Rebar' set to 'None'.

**Figura 5.15 – interfaccia Mias Gen: proprietà materiali classe omogenea di cls**

La zona della schermata del materiale evidenziata in rosso in Figura 5.15, indica l’attribuzione della non linearità meccanica al materiale per le analisi non lineari; in sintesi, si assegna al materiale il seguente legame costitutivo in accordo con la formulazione del *concrete damage plastic model* presente all’interno del midas.



**Figura 5.16 – Legame costitutivo del cls utilizzato per le analisi non lineari**

Rinviando per maggiore dettaglio alla letteratura di riferimento in merito, tale modello di danno si adatta bene ai materiali dotati di scarsa resistenza a trazione con comportamento fragile come il cls; nella fattispecie, oltre ad assegnare il comportamento differente a trazione e compressione, si definisce anche una funzione di danno in modo da abbattere la rigidità del materiale in fase di scarico-carico; tale funzione è mostrata nelle tabelle seguenti sia per il regime di compressione che per quello di trazione.

REGIME DI COMPRESSIONE

Inelastic Strain	Yield Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Damage
0	550	0
9.114e-05	1881.36	0
0.00018228	3762.71	0
0.00036624	5763.46	0
0.0005502	7946.16	0
0.00073416	9682.16	0
0.00091812	10993.7	0
0.00110208	11903	0.276664
0.00128604	12432.2	0.315669
0.00147	12603.7	0.35552
0.001764	12300.3	0.418798
0.002058	11620.9	0.476983
0.002352	10804.7	0.528255
0.002646	9978.3	0.572583
0.00294	9199.78	0.610656
0.003234	8490.98	0.643362
0.003528	7856.04	0.67156
0.003822	7291.21	0.696

regime di trazione

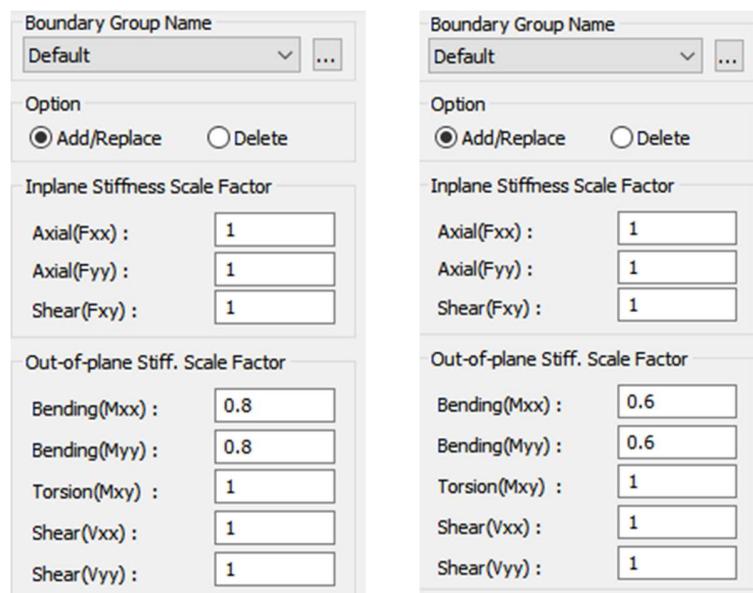
Inelastic Strain	Yield Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Damage
0	240	0
2.33152e-05	481.284	0
4.66304e-05	962.568	0
0.000135228	730.155	0.4886
0.000223826	592.416	0.6419
0.000312424	508.807	0.7191
0.000401021	451.265	0.7665
0.000489619	408.537	0.7989
0.000578217	375.184	0.8227
0.000666815	348.213	0.8409
0.000755412	325.824	0.8554
0.00084401	306.857	0.8673
0.000932608	290.525	0.8772
0.00132888	238.058	0.9068
0.00172515	204.564	0.9242
0.00212142	180.921	0.9357
0.00251769	163.148	0.944
0.00291396	149.199	0.9502

**Figura 5.17 – Legame costitutivo del cls utilizzato per le analisi non lineari**

### 5.5.1.5 Rigidezze ridotte

Al fine di tenere conto della rigidezza fessurata del cls, si considera una riduzione del 60% per gli elementi prevalentemente inflessi come la cupola, riduzione che si assottiglia al 20% nel caso degli elementi maggiormente presso-inflessi come gli elementi plate-shell rappresentativi della parete n.1; nel caso della parete n.2, essendo soggetta sia alle spinte del terrapieno che quelle opposte derivanti dalla pressione idrostatica dell’acqua, si considera la rigidezza integra.

Secondo quanto rappresentato nello stralcio di Figura 5.18, il software di calcolo Midas Gen permette di mantenere invariato il modulo elastico, agendo direttamente all’interno dell’ambiente “Plate Stiffness scale Factor”, inserendo il coefficiente riduttivo ed assegnandolo ad ogni singolo elemento finito precedentemente selezionato.



**Figura 5.18 – interfaccia Midas Gen: inserimento rigidezze fessurate elementi plate-shell**

## **5.6 Criterio di intervento**

Secondo quanto indicato al §8.4.3 *"Riparazione o intervento locale"* del D.M.17/01/2018, nonché al §C8.4.3 della circolare esplicativa dello stesso decreto, si rientra all’interno degli interventi di *"riparazione o rafforzamento locale"*, per i quali è possibile eseguire la verifica del singolo elemento e/o porzione strutturale, quando si tratta di interventi isolati o che comunque riguardano porzioni limitate della struttura, dimostrando però che non vadano a modificare il comportamento preesistente di interazione con le parti strutturali su cui non si interviene e che non si modifichi significativamente il comportamento globale dell’edificio a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza e/o di peso.

Nel caso in esame, l’indebolimento di una parete cilindrica attraverso l’alesatura di un foro esistente, per rientrare nell’ambito dell’intervento locale, deve rispettare i requisiti imposti dalla normativa vigente in termini di resistenza e rigidezza (la duttilità nel caso specifico non è chiamata in causa avendo eseguito verifiche esclusivamente in termini di resistenza); si procede quindi confrontando lo stato della parete prima e dopo l’allargamento del foro, dopodichè se sono rispettati i requisiti appena accennati non sarà necessario un intervento specifico, altrimenti si dovrà prevedere quello più opportuno.

Alcune delibere regionali riportano in toto quanto indicato al §C8.4.3 della circolare esplicativa delle NTC2018 dal punto di vista qualitativo, in più traducono tali criteri in regole numeriche precise. Si chiede cioè di dimostrare, valutando la capacità della parete nel proprio piano nello stato ante e post-operam, che siano soddisfatti i due principali requisiti:

- la rigidezza dell’elemento esistente non deve cambiare significativamente rispetto all’elemento variato ( $\pm 15\%$ );

- La resistenza della parete esistente, in seguito all’intervento, non deve peggiorare, verificando che il taglio ultimo della curva di capacità sia superiore rispetto allo stato ante-operam.

Per quanto riguarda le fasi di cantierizzazione altrettanto importanti quanto la progettazione stessa dell’intervento strutturale, nel caso si renda necessario un intervento locale, si raccomanda di seguire le indicazioni riportate nella circolare esplicativa in particolare riguardo l’operazione di “precaricamento”, essenziale per rendere attivo l’eventuale intervento anche nei confronti dei carichi verticali.

## **5.7 Metodo di analisi**

Come si avrà modo di dimostrare più in avanti, l’indebolimento della parete, attraverso l’allargamento del foro descritto al par. 5.1, è abbastanza modesto. D’altronde, solo dal punto di vista della superficie della parete cilindrica n.1, la riduzione percentuale è molto ridotta, pari a:

$$\Delta A = \frac{(A_{post} - A_{ante})}{A_{ante}} = \frac{(312.08 \text{ m}^2 - 318.61 \text{ m}^2)}{318.61 \text{ m}^2} = -2.05\%$$

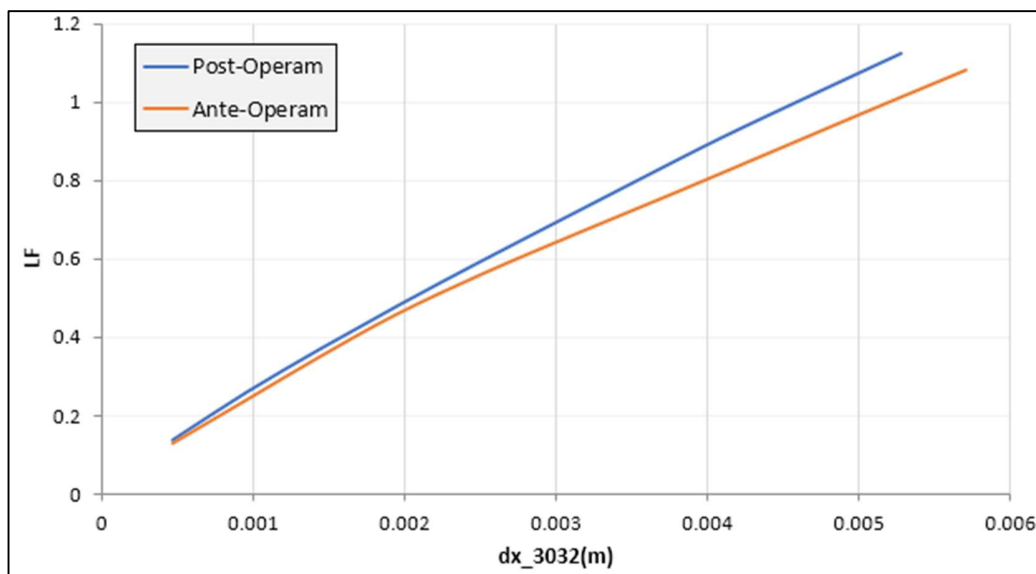
Al fine di dimostrare quanto appena asserito, sono state eseguite le stesse analisi sul modello agli elementi finiti aggiornato, vale a dire modificato a seguito della realizzazione dell’alesatura del foro, passando da un diametro di 1.80 m ad un diametro di 3.40 m. I due modelli, succesivamente denominati “Ante-operam” e “Post-operam”, sono poi messi a confronto sia globalmente in termini di curve di capacità per azione sisma agente nelle due direzioni principali, sia localmente con riferimento alla combinazione di carico SLU\_1 maggiormente severa per le azioni verticali, in modo da verificare il rispetto dei requisiti prescritti dalla norma e valutare l’eventuale necessità di un intervento di rinforzo locale.



## 5.8 Risultati e verifiche

### Controllo su comportamento globale

Di seguito si mostrano i risultati ottenuti dalle analisi statiche non lineari eseguite sui due modelli messi a confronto, con riferimento sia al sisma prevalente nella direzione X, sia al sisma prevalente nella direzione Y. In entrambi i casi le curve di capacità mostrano addirittura un leggero miglioramento delle caratteristiche di resistenza e rigidità, quest'ultima comunque contenuta nel limite del 15% indicato dalle normative regionali.

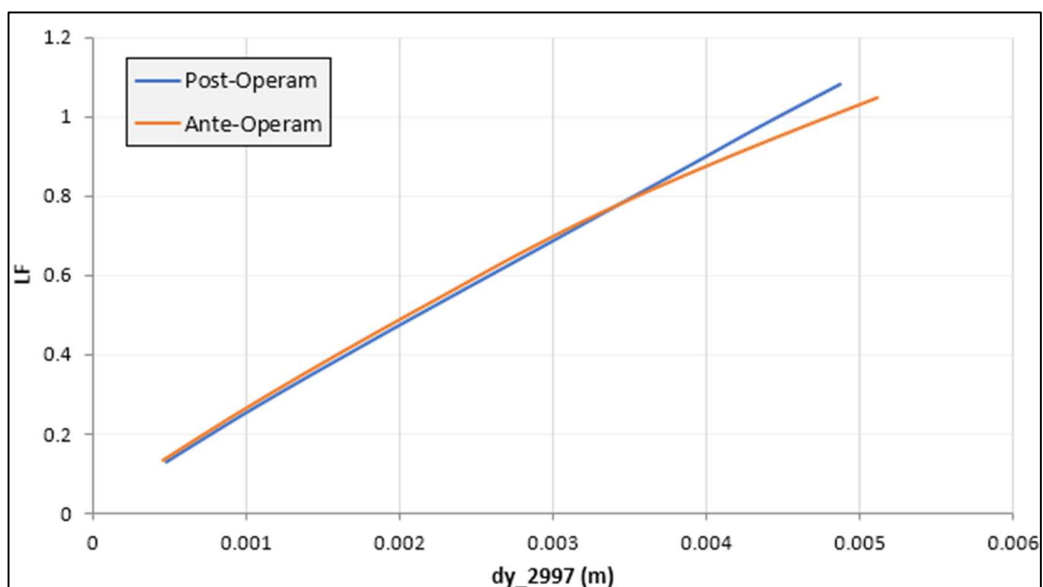


**Figura 5.19 – curve di capacità LF-dx: confronto ante e post-operam**

**Tabella 1 – Intervento di alesatura foro: variazione di rigidità per sisma agente in dir. X**

Ante-Operam		Post-Operam	
dx_3032	LF	dx_3032	LF
(m)	-	(m)	-
0.000467	0.131	0.000469	0.138
0.000955	0.241	0.000958	0.260
0.001434	0.351	0.001459	0.373
0.001940	0.459	0.001970	0.483
0.002515	0.563	0.002496	0.591
0.003134	0.666	0.003029	0.698
0.003769	0.767	0.003558	0.803
0.004408	0.872	0.004092	0.908
0.005076	0.981	0.004701	1.019
0.005704	1.083	0.005276	1.123

			$\Delta k$
ktan	227.35	237.91	<b>4.65%</b>
ksec	181.83	204.92	<b>12.70%</b>



**Figura 5.20 – curve di capacità LF-dy: confronto ante e post-operam**

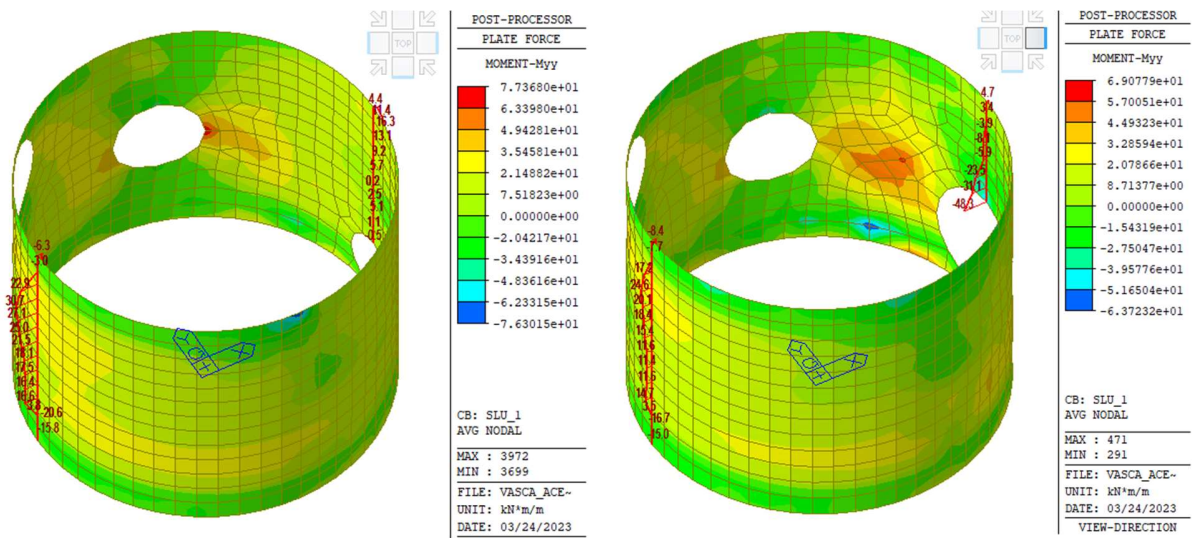
**Tabella 2 – Intervento di alesatura foro: variazione di rigidità per sisma agente in dir. Y**

Ante-Operam		Post-Operam	
dy <sub>2997</sub> (m)	LF	dy <sub>2997</sub> (m)	LF
0.000465	0.135	0.000484	0.131
0.000908	0.244	0.000976	0.249
0.001365	0.349	0.001467	0.359
0.001839	0.454	0.001956	0.465
0.002322	0.557	0.002447	0.569
0.002798	0.658	0.002934	0.672
0.003306	0.757	0.003412	0.774
0.003862	0.854	0.003890	0.875
0.004456	0.949	0.004359	0.976
0.005110	1.048	0.004878	1.082

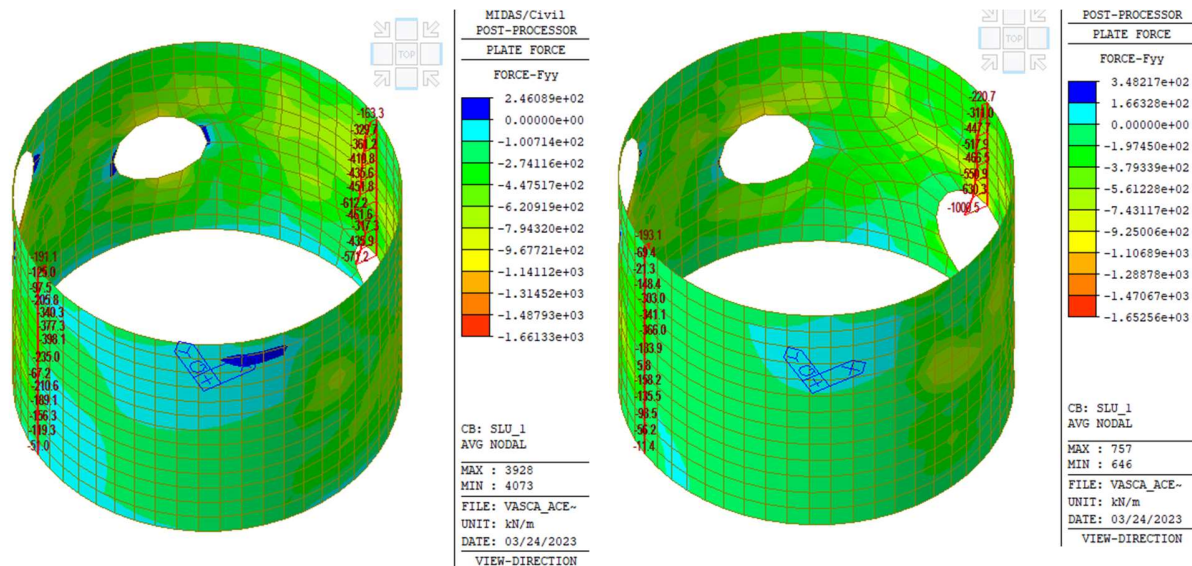
			$\Delta k$
ktan	237.42	231.39	<b>-2.54%</b>
ksec	196.47	216.25	<b>10.07%</b>

Controllo su comportamento locale

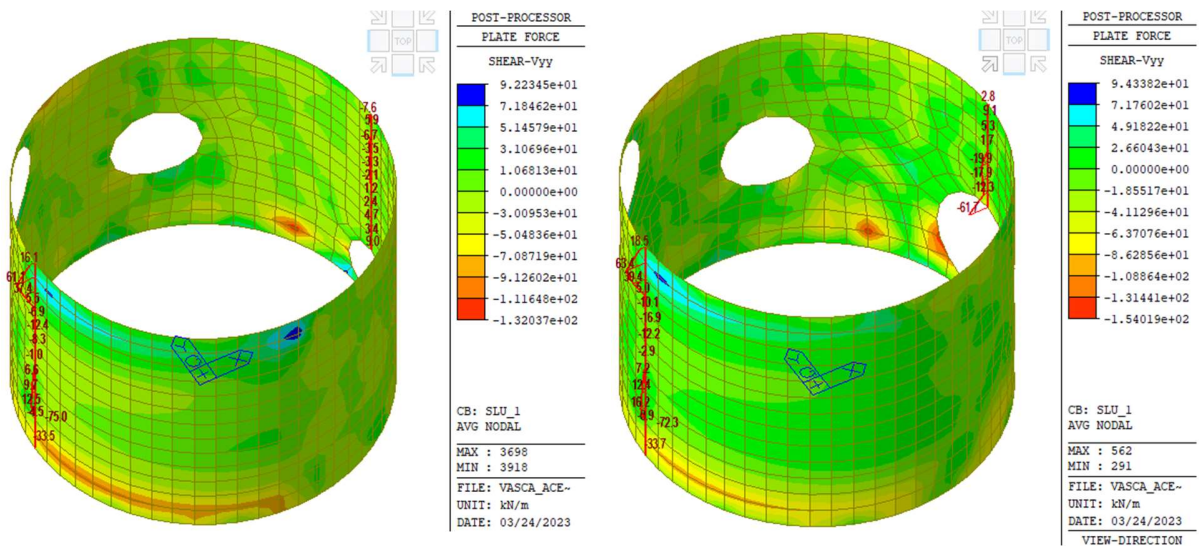
Al fine di controllare la variazione dello stato tensionale a seguito dell'intervento di alesatura del foro, si riportano le sollecitazioni fuori piano per unità di lunghezza agenti appena al di sopra dell'allargamento del foro, sia nel piano verticale che in quello radiale. Dal confronto numerico, emerge che in entrambi i piani di sollecitazione, l'intervento comporta un incremento dei momenti flettenti e degli sforzi normali, con un aggravio dello stato tensionale; ciò nonostante le verifiche di resistenza, eseguite in corrispondenza della sezione maggiormente severa per i meccanismi di presso-flessione e di taglio, secondo la metodologia già descritta con riferimento allo stato ante-operam, risultano abbondantemente soddisfatte anche se si denota una riduzione del fattore di sicurezza.



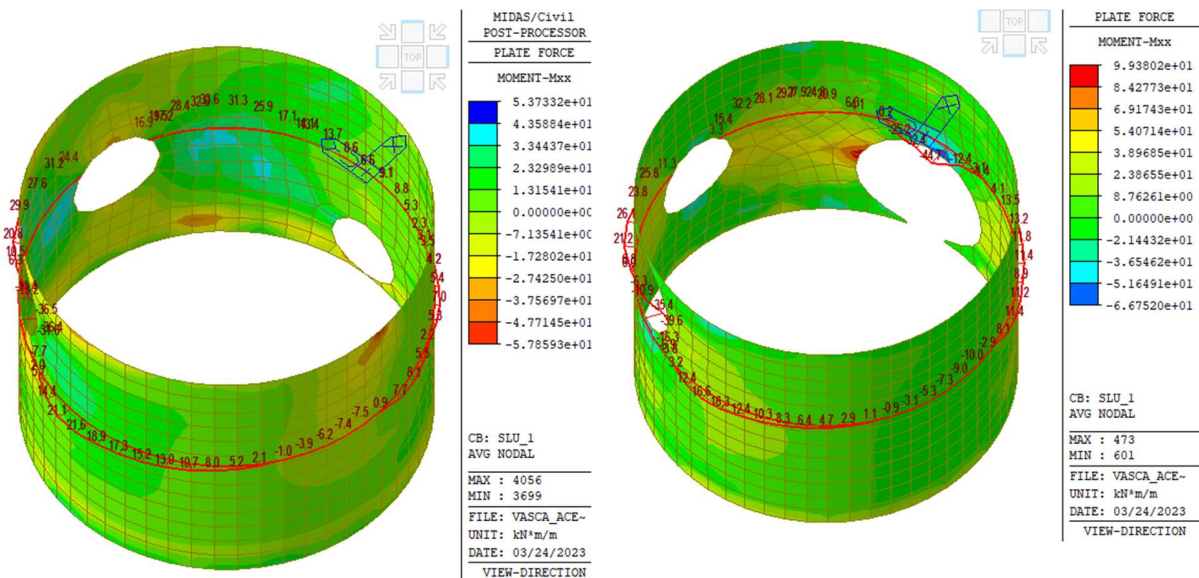
**Figura 5.21 – Comb. SLU\_1 momenti piano verticale par. n.1: confronto ante e post-operam**



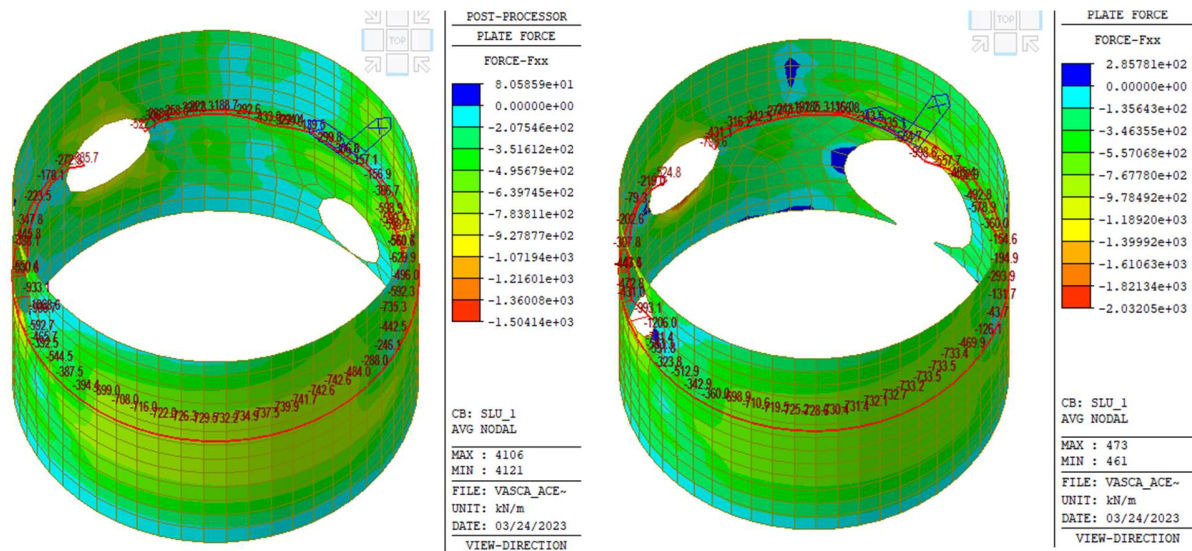
**Figura 5.22 – Comb. SLU\_1 sforzo normale piano verticale par. n.1: ante e post-operam**



**Figura 5.23 – Comb. SLU\_1 taglio piano verticale par. n.1: confronto ante e post-operam**



**Figura 5.24 – Comb. SLU\_1 momento piano radiale par. n.1: confronto ante e post-operam**



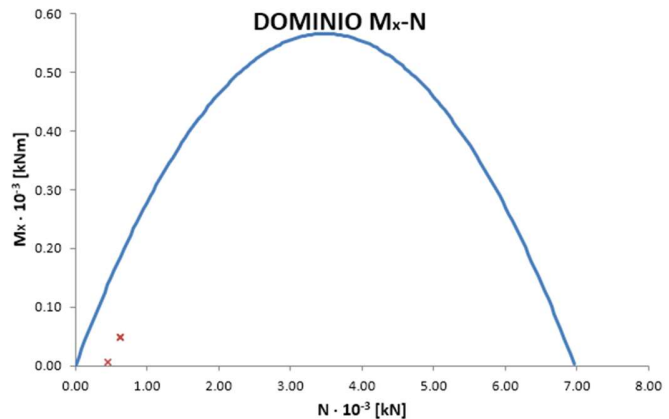
**Figura 5.25 – Comb. SLU\_1 sforzo normale piano radiale par. n.1: ante e post-operam**

Verifica numerica

Solicitazioni				
Combin.	Descr	$N_{sd,base}$ [kN]	$M_{sd,x}$ [kNm]	$M_{sd,y}$ [kNm]
-				
1	SLU_1_A	451.8	5.1	0
2	SLU_1_P	630.3	48.3	0

VERIFICA SEMPLIFICATA PRESSOFLESSIONE DEVIATA				
Combin.	Descr	$M_{Rd,x}$ [kNm]	$M_{Rd,y}$ [kNm]	FS
-				-
1	SLU_1_A	137.31	211.25	26.92
2	SLU_1_P	186.32	286.64	3.86

Verifica grafica



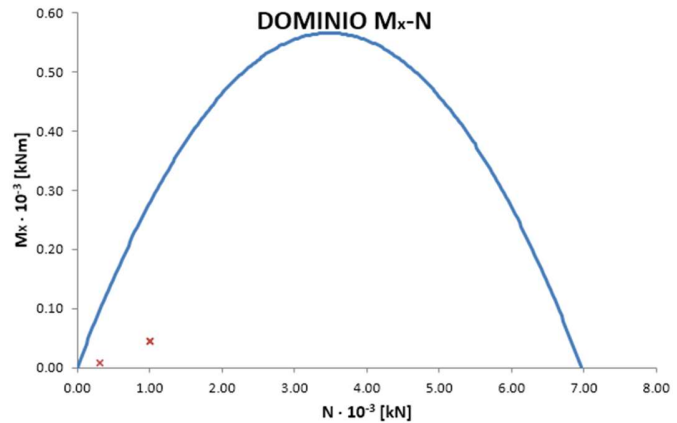
**Figura 5.26 – Verifica di resistenza pressoflessione retta piano verticale Sez. sopra apertura**

Verifica numerica

Sollecitazioni				
Combin.	Descr	$N_{sd,Base}$	$M_{sd,X}$	$M_{sd,Y}$
-		[kN]	[kNm]	[kNm]
1	SLU_1_A	306.8	8.6	0
2	SLU_1_P	998.6	44.7	0

VERIFICA SEMPLIFICATA PRESSOFLESSIONE DEVIATA				
Combin.	Descr	$M_{Rd,X}$	$M_{Rd,Y}$	FS
-		[kNm]	[kNm]	-
1	SLU_1_A	95.32	146.64	11.08
2	SLU_1_P	278.03	427.73	6.22

Verifica grafica



**Figura 5.27 – Verifica di resistenza pressoflessione retta piano radiale Sez. sopra apertura**

## **5.9 Conclusioni**

Sull’opera oggetto della presente relazione è stata eseguito il dimensionamento dell’intervento locale previsto in progetto, a partire dalle informazioni desunte da indagini geofisiche e sulle strutture. Tali indagini hanno permesso di risalire al sistema strutturale anche se con un livello di conoscenza limitato LC1.

Per valutare il comportamento strutturale a seguito dell’intervento locale di alesatura di uno dei fori della parete cilindrica n.1, è stato “aggiornato” il modello agli elementi finiti inserendo l’allargamento del foro. In questo modo, ripetendo tutte le analisi eseguite nella configurazione ante-operam, si è potuto ottenere un confronto oggettivo con la configurazione post-operam; il confronto numerico è stato riportato:

- in termini globali, paragonando le curve di capacità per sisma agente nelle direzioni X e Y, da cui è emerso addirittura un incremento della rigidità, rientrante comunque nei limiti prescritti dalla normativa vigente. Ne consegue che non necessita realizzare un intervento di rinforzo;
- in termini locali, valutando gli incrementi delle caratteristiche della sollecitazione interna in un’area appena al di sopra dell’allargamento del foro. Le verifiche di resistenza, sia per i meccanismi di presso-flessione che per quelli di taglio, hanno mostrato che, nonostante ci sia un aggravio delle sollecitazioni interne, comunque i fattori di sicurezza risultano abbondantemente al di sopra dell’unità, da qui la non necessità di prevedere un intervento di rinforzo.



Da sottolineare però, che, ai fini della realizzazione dell’intervento di alesatura, onde evitare quadri fessurativi “fisiologici” nel passaggio tra la configurazione ante e post-operam, a seguito dell’aggravio dimostrato delle sollecitazioni interne, è opportuno prevedere la realizzazione di un elemento “architrate” lungo tutto lo sviluppo superiore del foro da allargare, previa un taglio preventivo nella parete. L’elemento di rinforzo potrà essere realizzato in c.a. a tratti, e solo successivamente si potrà procedere alla rimozione della parte sottostante da forare.