

CUP:E97B15000170005 PIANO DEGLI INTERVENTI
DELL'ACQUEDOTTO PUGLIESE S.p.A.
2016 - 2019

PROGETTO DEFINITIVO
ACQUEDOTTO DEL FORTORE, LOCONO ED OFANTO - OPERE DI
INTERCONNESSIONE - II LOTTO: CONDOTTA DALL'OPERA DI
DISCONNESSIONE DI CANOSA AL SERBATOIO DI FOGGIA

Il Responsabile del Procedimento

ing. Massimo Pellegrini

PROGETTAZIONE

Progettisti

ing. Rosario ESPOSITO (Responsabile del progetto)

ing. Tommaso DI LERNIA

ing. Michelangelo GUASTAMACCHIA

ing. M. Alessandro SALIOLA

geom. Giuseppe VALENTINO

ing. Roberto LAVOPA

ing. Antonio DISCIPIO

Collaborazione alla progettazione

geom. Pietro SIMONE

Il Responsabile Ingegneria di Progettazione

ing. Massimo PELLEGRINI



acquedotto pugliese
l'acqua, bene comune

Direzione Ingegneria

Il Direttore

ing. Andrea VOLPE

Elaborato

D.3

**Relazione generale
sulle strutture in c.a.**

Codice Intervento P1292

Codice SAP: 21/16650

Prot. N. 45215

Data 14/07/2020

Scala: -

N. Rev.	Data	Descrizione	Disegnato	Controllato	Approvato
00	OTT. 2020	Emesso per Progetto definitivo	-	-	-

INDICE

1. PREMESSA	2
2. OPERE PREVISTE IN PROGETTO	4
2.1 Criteri generali di calcolo strutturale dei pozzetti	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO.....	18
5.1 Inquadramento geologico	18
5.2 Indagini geognostiche e prove geotecniche	22
1.1 Il modello geotecnico	26
1.2 Attraversamenti no-dig.....	29
1.3 Modellazione del suolo nel calcolo delle strutture.....	37
6. ANALISI DEI CARICHI	39
6.1 Carichi permanenti strutturali G_1	39
6.2 Carichi permanenti non strutturali portati G_2	39
6.3 Carichi variabili Q_i	41
6.4 Azioni sismiche E.....	43
7. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE.....	51
8. DESCRIZIONE SOFTWARE DI CALCOLO E HARDWARE UTILIZZATI.....	53
8.1 Descrizione del software: SISMICAD (versione 12.16).....	53
8.2 Descrizione dell’hardware.....	61

1. PREMESSA

La presente relazione contiene la definizione degli elementi strutturali principali, l'impostazione di calcolo, le azioni e i criteri di verifica adottati nell'ambito dei calcoli preliminari relativi alle principali strutture in c.a. gettate in opera previste nel Progetto Definitivo “Acquedotto del Fortore, Locone ed Ofanto - Opere di interconnessione Secondo Lotto: condotta dall’opera di disconnessione di Canosa al serbatoio di Foggia”.

Essa è redatta ai sensi del D.P.R. n. 207 del 2010, per cui i calcoli di dimensionamento e verifica delle strutture previste in progetto sono stati sviluppati ad un livello di definizione tale che nella successiva progettazione esecutiva non si abbiano significative differenze tecniche e di costo; sarà comunque onere del progettista della fase esecutiva condividere ed eventualmente riconsiderare alcune delle ipotesi progettuali effettuate e riverificare i risultati ottenuti nella presente fase definitiva anche in base agli approfondimenti (e alle scelte finali) che saranno fatti nella successiva e finale fase di progetto.

Onere del progettista esecutivo sarà inoltre quello di particolareggiare, anche attraverso adeguati elaborati grafici, tutte le armature dei manufatti (comprese quelle integrative di rinforzo atte a risolvere problematiche localizzate, come ad esempio le armature in corrispondenza di fori o di particolari picchi di tensione e sollecitazione, ecc), di prevedere esattamente ingombri, passaggi, cavedi, sedi, attraversamenti e simili, di ottimizzare le fasi di realizzazione, nonché di considerare tutti quegli aspetti necessari alla cantierizzazione in modo da escludere la necessità di variazioni in corso di esecuzione.

Al progetto, oltre alla presente relazione generale di calcolo preliminare delle strutture in c.a. gettate in opera, sono allegati anche n. 14 tabulati di calcolo relativi ai modelli strutturali elaborati per le tipologie di manufatti strutturali previsti e prodotti con l'ausilio di un software di calcolo strutturale (Sismicad 12.16 della Concrete s.r.l.):

- Tabulato di calcolo pozzetti di scarico ($h > 9m$)
- Tabulato di calcolo pozzetti di scarico ($h < 9m$)
- Tabulato di calcolo pozzetti di sfiato
- Tabulato di calcolo pozzetti di sezionamento

- Tabulato di calcolo pozzetti di attraversamento stradale e ferroviario
- Tabulato di calcolo pozzetto a valle del Torrino 3 (Nodo di Foggia)
- Tabulato di calcolo pozzetto di derivazione verso il serbatoio (Nodo di Foggia)
- Tabulato di calcolo pozzetto di innesto dal Torrino 3 (Nodo di Foggia)
- Tabulato di calcolo pozzetto di misura (Nodo di Foggia)
- Tabulato di calcolo stazione di clorazione
- Tabulato di calcolo pozzetti di campionamento cloratore
- Tabulato di calcolo pozzetto di manovra (Nodo di Canosa)
- Tabulato di calcolo pozzetto di misura (Nodo di Canosa)
- Tabulato di calcolo pozzetto di regolazione (Torrino di Barletta)

2. OPERE PREVISTE IN PROGETTO

Il presente intervento, come meglio dettagliato nella "Relazione Generale", avrà origine dall'esistente vasca di disconnessione di Canosa, ubicata a quota di circa 135 m s.l.m., facente parte dello schema Locone a gravità, e terminerà nella vasca di arrivo dell'Acquedotto del Fortore (125,26 m s.l.m.) realizzata all'interno dell'esistente nuovo serbatoio di Foggia posto a quota 124,50 m s.l.m. circa.

La condotta in progetto del DN 900 in acciaio, subito a valle dell'area di pertinenza della vasca di Canosa, verrà posata in sede propria per quasi tutta la sua lunghezza, ad esclusione del tratto ricadente all'interno del perimetro del nodo idrico di Foggia.

Lungo il suo percorso la condotta interesserà i territori dei comuni di Canosa, San Ferdinando di Puglia, Cerignola, Orta Nova, Carapelle, Troia e Foggia e avrà una lunghezza complessiva di circa km 61.

In progetto sono previste le seguenti opere principali:

1. Realizzazione di una condotta in acciaio del DN 900 con origine dalla disconnessione idraulica di Canosa e termine nel nuovo Serbatoio di Foggia per una lunghezza pari a circa 61 km.
2. Costruzione all'interno dell'area di competenza dell'opera di disconnessione di Canosa del pozzetto di alloggiamento delle apparecchiature idrauliche di intercettazione e di regolazione da valle, nel caso di funzionamento inverso (Foggia- Canosa);
3. Costruzione nelle vicinanze dell'opera di disconnessione di Canosa del pozzetto di misura della portata.
4. Realizzazione, all'interno dell'area di pertinenza del nodo idrico di Foggia, del collegamento idraulico del DN 900 (in acciaio) tra la suddetta condotta e la 2^a canna del Fortore in prossimità del Torrino 3 per garantire il funzionamento inverso.
5. Costruzione, all'interno dell'area di competenza del nodo idrico di Foggia di n. 3 manufatti per l'innesto del collegamento con l'acquedotto del Fortore, per l'alloggiamento delle apparecchiature idrauliche, per consentire la regolazione della portata da valle (nel

caso di funzionamento Canosa - Foggia) e per consentire il passaggio dal funzionamento diretto a quello inverso, nonché per l'installazione del misuratore di portata.

6. Realizzazione di una stazione di clorazione intermedia e di due casotti di prelievo posti a monte e a valle del suddetto manufatto.
7. Realizzazione dell'impianto di protezione catodica a corrente impressa.
8. Realizzazione del sistema di telecontrollo di tutte le nuove camere di manovra a realizzarsi.
9. Realizzazione di pozzetti di scarico, di sfiato, di sezionamento, di attraversamento strade statali e provinciali, attraversamento autostradale e attraversamento ferroviario.

2.1 Criteri generali di calcolo strutturale dei pozzetti

Come si può evincere dalle tavole grafiche allegate al progetto, i manufatti ubicati nel Nodo di Foggia, nel Nodo di Canosa e presso il Torrino di Barletta, hanno differenti conformazioni geometriche uno dall'altro e quindi sono stati modellati e calcolati singolarmente.

Gli altri tipi di pozzetto previsti lungo la condotta di progetto (pozzetti di scarico, sfiato, sezionamento e attraversamento) sono invece caratterizzati dalle seguenti caratteristiche geometriche, uniformi per ciascuna tipologia:

- 1) Pozzetti di scarico principali $H_{int} > 9m$
 - dimensioni nette interne in pianta - $A = 2,20 m$; $B = 3,80 m$;
 - spessore pareti - $s = 100 cm$;
 - spessore soletta di fondazione - $s = 100 cm$;
 - spessore soletta di copertura - $s = 25 cm$.
- 2) Pozzetti di scarico (principali e secondari) $H_{int} < 9m$
 - dimensioni nette interne in pianta - $A = 2,20 m$; $B = 3,80 m$;
 - spessore pareti - $s = 30 cm$;
 - spessore soletta di fondazione - $s = 50 cm$;
 - spessore soletta di copertura - $s = 25 cm$.
- 3) Pozzetti di sfiato
 - Dimensioni nette interne in pianta $A = 1,90 m$; $B = 2,10 m$;

- spessore pareti - $s = 30$ cm;
- spessore soletta di fondazione - $s = 40$ cm.

4) Pozzetti di sezionamento

- Dimensioni nette interne in pianta $A = 1,90$ m; $B = 4,40$ m;
- spessore pareti - $s = 30$ cm;
- spessore soletta di fondazione - $s = 40$ cm.

5) Pozzetti di attraversamento

- Dimensioni nette interne in pianta $A = 1,90$ m; $B = 2,10$ m
- spessore pareti - $s = 30$ cm;
- spessore soletta di fondazione - $s = 40$ cm;
- spessore soletta di copertura - $s = 25$ cm.

I manufatti tutti appartenenti ad ognuna delle suddette n.5 categorie di pozzetti, si differenziano quindi tra loro solo per le dimensioni in altezza e sono ovviamente soggetti a delle azioni differenti, non solo a causa di questa diversa misura geometrica (e quindi della diversa spinta del terreno sulla parte interrata).

Le maggiori o minori azioni su ogni manufatto di ciascuna delle n.5 categorie sono infatti anche dovute alla:

- presenza o meno di una falda idrica nel sottosuolo (che grava sulle pareti laterali);
- maggiore o minore profondità di quest'ultima;
- differenti azioni sismiche dovute alle variabili ubicazioni geografiche di ciascuno dei manufatti lungo i circa 60 km di tubazione prevista (in termini di a_g/g allo SLV);
- carrabilità o meno della soletta di copertura.

Nel seguito si riportano delle tabelle riassuntive nelle quali sono riportati i dati appena esposti per ciascuna tipologia di pozzetto:

1) Pozzetti di scarico principali $H_{int} > 9$ m

ID SCARICO	Progressiva (m)	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna (m)	$a_g[g]$ SLV	Presenza e profondità falda dal p.c. (m)
SC3	1201,28	40d	NO	9,29	0,338	NO
SC6	4647,09	148a	NO	11,10	0,343	2,00
SC30	50070,97	954l	NO	12,29	0,237	7,00

2) Pozzetti di scarico (principali e secondari) $H_{int} < 9m$

Principali:

ID SCARICO	Progressiva (m)	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna (m)	ag[g] SLV	Presenza e profondità falda dal p.c. (m)
SC4	3261,63	94a	NO	5,95	0,343	NO
SC14	17515,75	471a	NO	4,08	0,306	NO
SC19	24992,92	560b	NO	7,25	0,290	NO
SC25	32768,90	699a	NO	5,36	0,250	NO
SC27	35074,22	753a	NO	5,32	0,247	NO
SC29	40454,15	861a	NO	5,74	0,242	NO
SC33	52945,10	982e	NO	6,48	0,220	NO
SC35	57461,17	1026b	NO	4,05	0,214	NO
SC37	59500,18	1045e	NO	4,95	0,210	NO

Secondari:

ID SCARICO	Progressiva (m)	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna (m)	ag[g] SLV	Presenza e profondità falda dal p.c. (m)
SC2	202,91	10	NO	4,22	0,339	NO
SC5	3524,92	V105	NO	3,49	0,343	NO
SC7	10330,28	320	NO	4,78	0,315	NO
SC8	10765,65	329	NO	3,81	0,315	NO
SC9	11455,11	345	NO	4,32	0,314	NO
SC10	12819,94	V378	NO	5,05	0,314	NO
SC11	13698,38	401	NO	5,40	0,310	NO
SC12	14861,49	424a	NO	5,70	0,306	NO
SC13	15808,90	443	NO	4,03	0,306	NO
SC16	20551,09	514b	NO	5,50	0,305	NO
SC17	22694,83	V536	NO	4,58	0,301	NO
SC18	23223,06	542	NO	5,85	0,300	NO
SC20	25473,55	569a	NO	4,55	0,286	NO
SC21	26747,98	582	NO	4,62	0,270	NO
SC22	28596,97	615a	NO	4,60	0,260	NO
SC23	29000,40	624	NO	4,48	0,259	NO
SC24	30689,81	657	NO	3,88	0,255	NO
SC26	33898,39	724a	NO	5,31	0,248	NO
SC28	37559,20	812	NO	5,99	0,245	NO
SC31	51275,95	V966	NO	3,45	0,226	NO
SC32	52512,28	978	NO	4,89	0,221	NO
SC34	55944,43	V1012	NO	6,25	0,216	NO
SC36	58168,28	1034	NO	4,25	0,211	NO
SC38	61155,55	1060b	NO	6,83	0,210	NO
SC39	48,35	T3d	NO	6,13	0,210	NO

3) Pozzetti di sfiato

ID SFIATO	Progressiva (m)	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna	ag[g] SLV	Presenza e profondità falda dal p.c. (m)
SF1	38,55	V2	NO	3,17	0,339	NO
SF2	400,92	16	NO	3,17	0,339	NO
SF3	1689,48	50	NO	3,33	0,340	NO
SF4	3299,14	96	NO	3,20	0,343	NO
SF5	4289,65	135a	NO	3,42	0,344	2,49
SF6	10147,72	317	NO	3,19	0,315	NO
SF7	10588,06	325	NO	3,28	0,315	NO
SF8	10988,97	334	NO	2,97	0,315	NO
SF9	12019,00	357	NO	3,14	0,316	NO
SF10	13124,34	386	NO	3,04	0,313	NO
SF11	14092,68	406	NO	3,18	0,309	NO
SF12	15112,43	430	NO	3,34	0,306	NO
SF13	16788,32	V461	NO	2,98	0,306	NO
SF15	19718,49	506	NO	3,58	0,306	NO
SF17a	23033,41	540	NO	3,02	0,300	NO
SF17	23287,49	V543	NO	3,19	0,300	NO
SF18	25432,16	569	NO	2,95	0,287	NO
SF19	25802,98	572	NO	3,06	0,282	NO
SF20	27258,61	587	NO	3,26	0,266	NO
SF21	28892,02	622	NO	2,98	0,259	NO
SF22	29615,33	637	NO	2,98	0,257	NO
SF23	32170,92	687	NO	3,02	0,251	NO
SF24	33101,24	706	NO	3,00	0,249	NO
SF25	34013,68	728	NO	3,02	0,248	NO
SF27	40156,46	856a	NO	3,01	0,241	NO
SF28	49879,24	953a	NO	3,25	0,239	9,64
SF29	51065,83	964	NO	3,19	0,227	NO
SF30	51990,34	972	NO	3,03	0,223	NO
SF31	52744,52	981	NO	4,42	0,221	NO
SF32	55395,57	1007	NO	3,36	0,217	NO
SF33	56040,32	1012a	NO	4,17	0,220	NO
SF34	57213,48	1024	NO	3,23	0,214	NO
SF35	57845,45	1031	NO	3,29	0,212	NO
SF36	58939,14	1040	NO	4,85	0,210	NO
SF37	60838,01	V1058	NO	3,39	0,210	NO
SF38	61196,01	V1062	NO	3,72	0,210	NO
SF39	0,00	T3	NO	3,85	0,210	NO

4) Pozzetti di sezionamento

ID SEZIONAMENTO	Progressiva	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna	ag[g]	Presenza e profondità falda dal p.c.
	(m)			(m)	SLV	(m)
SF16	21243,82	521	NO	3,43	0,303	NO
SF26	37504,83	811	NO	4,05	0,245	NO

5) Pozzetti di attraversamento

Autostradale:

ID AUTOSTRADA	Progressiva	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna	ag[g]	Presenza e profondità falda dal p.c.
	(m)			(m)	SLV	(m)
PUNTO A s	7684,10	253c	NO	5,63	0,323	NO
PUNTO B	7788,53	253p	NO	5,69	0,323	NO

Provinciale:

ID STRADE PROVINCIALI	Progressiva	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna	ag[g]	Presenza e profondità falda dal p.c.
	(m)			(m)	SLV	(m)
SP. 3(s)	3316,94	96a	NO	4,98	0,343	NO
SP. 3	3336,58	97c	NO	5,95	0,343	NO
SP. 64(s)	5777,08	189c	NO	5,16	0,339	8,70
SP. 64	5812,15	191b	NO	5,23	0,339	8,90
SP. 65(s)	6940,11	236a	NO	4,94	0,333	2,40
SP. 65	6962,65	237b	NO	4,84	0,333	2,70
SP. 62	14784,44	422a	NO	5,87	0,306	NO
SP. 62(s)	14804,19	422d	NO	5,86	0,306	NO
SP. 77(s)	18098,99	482a	NO	5,24	0,306	NO
SP. 77	18309,13	486b	NO	8,06	0,306	NO
SP. 72	19600,38	504a	NO	4,83	0,306	NO
SP. 72(s)	19620,51	505	NO	4,62	0,306	NO
SP. 68	27368,51	589a	NO	5,26	0,265	NO
SP. 68(s)	27386,46	590a	NO	5,69	0,265	NO
SP. 80	34759,91	744a	NO	4,94	0,248	NO
SP. 80(s)	34780,20	745a	NO	4,95	0,248	NO
SP. 81(s)	37592,97	812a	NO	5,95	0,245	NO
SP. 81	37620,76	813a	NO	5,77	0,245	NO
SP. 79	39650,86	843a	NO	4,39	0,240	NO
SP. 79(s)	39682,71	844e	NO	4,22	0,240	NO
SP. 86(s)	43743,44	893a	NO	5,92	0,245	NO
SP. 86	43791,04	894f	NO	6,24	0,245	NO
SP. 105	51389,49	967a	NO	4,68	0,225	NO
SP. 105(s)	51413,29	967f	NO	4,66	0,225	NO
SP. 115(s)	61083,93	1059b	NO	6,66	0,210	11,33

Statale:

ID STRADE STATALI	Progressiva	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna	ag[g]	Presenza e profondità falda dal p.c.
	(m)			(m)	SLV	(m)
SS90 (A)	57312,38	1024b	NO	4,96	0,214	NO
SS90 (B) s	57350,80	1025c	NO	4,64	0,214	NO
SS655 (A) s	49808,78	952a	NO	4,40	0,238	NO
SS655 (B)	49859,50	952f	NO	5,07	0,239	9,64
SS16 (A)	33917,04	725a	NO	5,21	0,248	NO
SS16 (B)s	33972,85	726c	NO	4,31	0,248	NO
SS16 (A)	12678,28	376a	NO	4,08	0,314	NO
SS16 (B) s	12725,99	376m	NO	3,18	0,314	NO

Ferrovionario:

ID FERROVIA	Progressiva (m)	Picchetto	Pozzetto carrabile	Altezza netta interna (m)	ag[g] SLV	Presenza e profondità falda dal p.c. (m)
FOGGIA - NAPOLI (PUNTO A) s	50381,51	957a	NO	5,08	0,235	NO
FOGGIA - NAPOLI (PUNTO B)	50423,49	957l	NO	5,41	0,234	NO
FOGGIA - POTENZA (PUNTO A) s	45752,30	912a	NO	3,62	0,240	NO
FOGGIA - POTENZA (PUNTO B)	45790,60	912o	NO	3,51	0,240	NO
BARL - SPINAZ. (PUNTO A)	2668,12	72a	NO	5,08	0,342	NO
BARL - SPINAZ. (PUNTO B) s	2704,92	72f	NO	3,70	0,342	NO

A vantaggio di sicurezza, per ciascuna delle suddette n.5 tipologie di manufatti, è stata calcolata una struttura "tipo", caratterizzata dalla maggiore delle dimensioni in altezza previste in progetto per quella tipologia, e assoggettata all'involuppo delle massime azioni prevedibili sulla base delle condizioni in cui tutte le opere di quella categoria saranno soggette (riassunte in precedenza).

Più nello specifico, si riportano le caratteristiche (geometriche e al contorno) di tali manufatti tipo, calcolati in rappresentanza della loro categoria, e in quale manufatto (ID) si registri ciascuna specifica caratteristica che determina una più penalizzante condizione di carico:

1) Pozzetto tipo di scarico principale $H_{int} > 9m$

- altezza netta interna - $H = 12,29 m$ (ID: SC30);
- profondità falda idrica - $h = -2,00 m$ (ID: SC6);
- accelerazione al suolo nello SLV - $ag/g = 0,343$ (ID: SC6);
- carrabilità soletta di copertura: NO.

2) Pozzetti di scarico (principali e secondari) $H_{int} < 9m$

- altezza netta interna - $H = 7,25 m$ (ID: SC19);
- falda idrica assente;
- accelerazione al suolo nello SLV - $ag/g = 0,343$ (ID: SC4);
- carrabilità soletta di copertura: NO.

3) Pozzetti di sfiato

- altezza netta interna - $H = 4,85 m$ (ID: SF36);
- profondità falda idrica - $h = -2,49 m$ (ID: SF5);
- accelerazione al suolo nello SLV - $ag/g = 0,344$ (ID: SF5);

4) Pozzetti di sezionamento

- altezza netta interna - $H = 4,05 m$ (ID: SF26);

- falda idrica assente;
- accelerazione al suolo nello SLV - $ag/g = 0,303$ (ID: SF16);
- carrabilità soletta di copertura: NO.

5) Pozzetti di attraversamento

- altezza netta interna - $H = 8,06$ m (ID: SP77);
- profondità falda idrica - $h = -2,40$ m (ID: SP65(s));
- accelerazione al suolo nello SLV - $ag/g = 0,343$ (ID: SP3);
- carrabilità soletta di copertura: NO.

Per il calcolo puntuale di tutte le altre opere minori in c.a. gettato in opera (o di tipo prefabbricato) o in metallo, non calcolate esplicitamente in questa fase definitiva (perché simili ad altri manufatti standard di solito previsti nelle opere acquedottistiche e facenti parte della consolidata e ormai nota tecnica costruttiva degli acquedotti, e delle quali si sono però riportate le caratteristiche dimensionali negli allegati grafici di progetto, in modo da definirli in maniera compiuta, sicuri che nella fase progettuale successiva non emergano problematiche connesse all’insorgenza di significative differenze tecniche e di costo), si rimanda alla successiva fase esecutiva (o alla fase di fornitura stessa dei manufatti da parte delle ditte di prefabbricazione).

Sulla base di quanto previsto nel DM del 17/01/2018 e nelle deliberazioni di Giunta Regionale n.153/04 e n.1214/11 della Regione Puglia, per i manufatti previsti in progetto, come meglio argomentato in seguito, si è individuata la classe d’uso IV a cui è associato un coefficiente C_U pari a 2 e una vita nominale V_N fissata in 100 anni per tener conto della rilevanza strategica dei manufatti.

Per cui il periodo di riferimento per le azioni sismiche V_R risulta essere uguale a:

$$V_R = V_N \times C_U = 200 \text{ anni.}$$

3. *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

La progettazione strutturale condotta è conforme alle norme attualmente in vigore che rappresenteranno i riferimenti anche della progettazione esecutiva futura:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- Circ. C.S.LL.PP. del 19 Gennaio 2019, n. 7 – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»;
- EN 1090-1, EN 1090-2, EN 1090-3;
- Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale - UNI EN 1990:2006
Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture:
 - UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
 - UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
 - UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
 - UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo:
 - UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
 - UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali;
- Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica:
 - UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Affinché le opere in progetto possano conservarsi integre durante la loro vita utile e possano preservare nel tempo la loro funzionalità, è indispensabile che in fase progettuale vengano scelti i materiali con le caratteristiche più idonee a perseguire tale scopo.

Nel presente progetto si è previsto l’impiego di conglomerato cementizio a resistenza confezionato secondo le norme susseguenti la legge 5 novembre 1971 n. 1086 tale da corrispondere alla classe di resistenza richiesta (calcestruzzi a prestazione garantita).

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato, esposte all’azione dell’ambiente d’uso, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall’attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004 nonché al Disciplinare Tecnico delle opere in cemento armato allegato al progetto; per tutte le caratteristiche dei materiali e le indicazioni di posa in opera non riportate e dettagliate in relazione, e/o per maggiori approfondimenti, si rimanda pertanto ai suddetti documenti.

Per i manufatti in c.a. previsti in progetto è stata individuata quindi una precisa classe di esposizione ambientale che determina anche la tipologia di condizioni ambientali in cui si troverà ciascuna struttura manufatto e che il DM2018 classifica nel modo seguente:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Per ciascuna di tali condizioni ambientali, e a seconda del tipo di armatura, la norma distingue i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione riassunti come segue:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Per assicurare la durabilità delle opere, sarà necessario anche prevedere un adeguato spessore della parte corticale delle strutture (copriferro) deputata alla protezione delle armature impedendo la permeabilità all'aria ed all'acqua; un copriferro di ridotto spessore, comporta la formazione di uno stato di incipiente ossidazione dei ferri che, accompagnato da un significativo aumento di volume dell'armatura, determina prima la fessurazione e dopo l'espulsione del copriferro stesso con conseguente esposizione diretta delle armature metalliche all'azione ossidante e corrosiva dell'aria umida.

Per la determinazione dei copriferri di progetto si è fatto riferimento al paragrafo C4.1.6.1.3 della Circ. C.S.LL.PP. del 19 Gennaio 2019, n. 7 e alla tabella C4.1.IV, riportata nel seguito, considerando la vita nominale delle opere pari a 100 anni.

			barre da ca. elementi a piastra		barre da ca. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Le caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione delle strutture in esame e le classi di esposizione ambientale previste sono le seguenti (si è tenuto in considerazione anche la vicinanza dell'impianto di depurazione in oggetto dal mare pari a circa $L = 2$ km):

- **Magrone di fondazione: calcestruzzo C12/15 ($R_{ck} 15$ N/mm²)**
 - Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)
 - Classe di resistenza a compressione minima: C12/15

SLU

resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1,5 = 6,80 \text{ N/mm}^2$

• **Elementi strutturali dei manufatti: calcestruzzo C35/45 ($R_{ck} 45 \text{ N/mm}^2$)**

- Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)
- Classi di esposizione ambientale: XC4
- Classe di resistenza a compressione minima: C35/45
- Max rapporto a/c = 0,5
- Minimo cemento = 340 kg/m^3
- Per spessori di elementi strutturali maggiori di 60 cm: cemento LH (a basso calore secondo la normativa UNI EN 197:2006)
- Aria intrappolata: max. 2,5%
- Diametro massimo dell'aggregato: 32 mm
- Classe di consistenza al getto: S4
- Contenuto massimo di cloruri: 0,20%
- Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): $< 0,1\%$
- Copriferro: 5 cm
- Resistenza:

SLU

resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2$

resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = (0,7 \times 0,30 \times f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,50 \text{ N/mm}^2$

SLE

resistenza di calcolo a compressione (azioni rare): $\sigma_{camm} = 0,60 \times f_{ck} = 21,00 \text{ N/mm}^2$

resistenza di calcolo a compressione (azioni quasi p.): $\sigma_{camm} = 0,45 \times f_{ck} = 15,75 \text{ N/mm}^2$

Di seguito si riportano altri dati considerati per questo materiale dal programma di calcolo strutturale utilizzato:

Descrizione	C35/45	
E	daN/cm ²	346254.85
G	daN/cm ²	Default (157388.57)
v		0.10
γ	daN/cm ³	0.002500
α	°C ⁻¹	0.000010

Reagenza a compressione	
E Compressione	daN/cm ² 346254.85
Incrudimento Compressione	0.00100000
ε elastico a compressione	-0.0020000
σ Compr. Snerv.	daN/cm ² -373.5
ε ultimo a compressione	-0.0035000

dove

Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

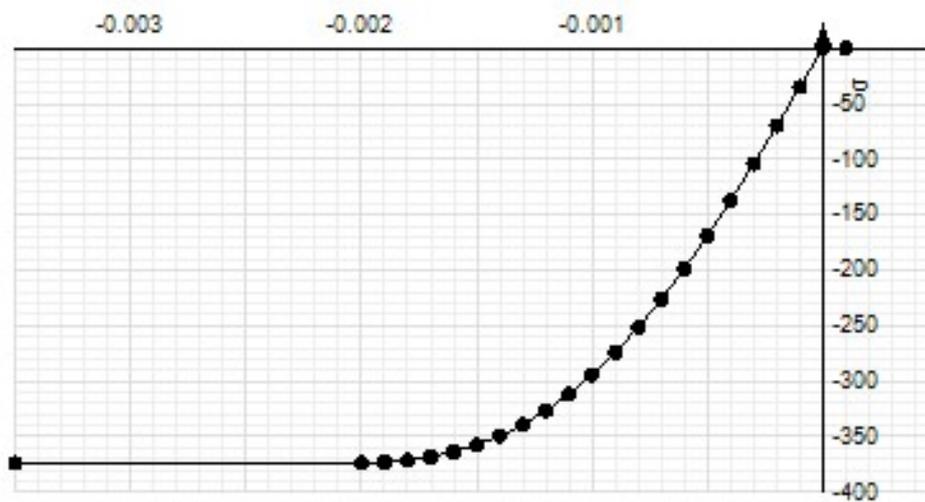
Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Curva



dove

Reaz.traz.: Reagisce a trazione.

Comp.frag.: Ha comportamento fragile.

E.compr.: Modulo di elasticità a compressione. [daN/cm²]

Incr.compr.: Incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: Epsilon elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: Epsilon ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

E.traz.: Modulo di elasticità a trazione. [daN/cm²]

Incr.traz.: Incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

EpsEt: Epsilon elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: Epsilon ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

- **Armatura: Acciaio tipo B450C**

- *Resistenza:*

SLU

tensione snervamento $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

SLE

tensione esercizio: $\sigma_s < 0,8 \times f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

Di seguito si riportano altri dati considerati per questo materiale dal programma di calcolo strutturale utilizzato:

Descrizione B450C		Reagenza a compressione		Reagenza a trazione	
E	daN/cm ² 2060000.00	E Compressione	daN/cm ² 2060000.00	E Trazione	daN/cm ² 2060000.00
v	0.30	Incrudimento Compressione	0.00000000	Incrudimento trazione	0.00000000
γ	daN/cm ³ 0.007850	e elastico a compressione	-0.0021845	e elastico a trazione	0.0021845
α	°C ⁻¹ 0.000012	e ultimo a compressione	-0.05000000	e ultimo a trazione	0.05000000
f _{yk}	daN/cm ² 4500				

dove

f_{yk}: Resistenza caratteristica. [daN/cm²]

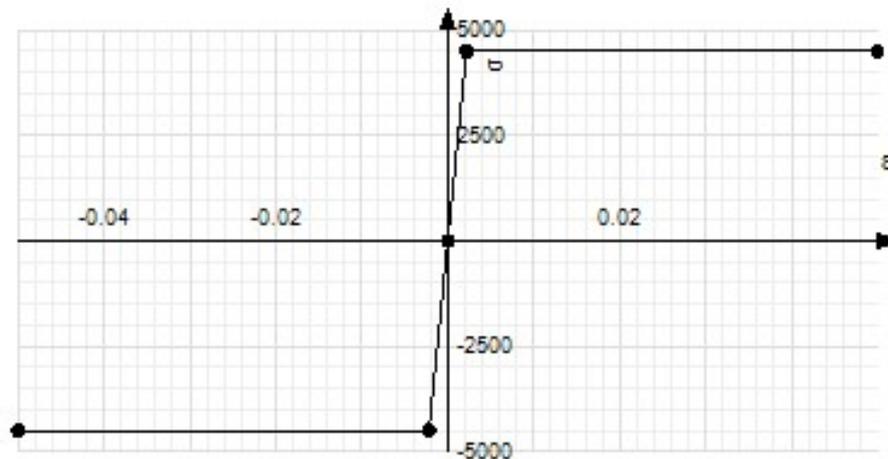
E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Curva



5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

5.1 Inquadramento geologico

Le aree coinvolte nel progetto ricadono su zone molto eterogenee dal punto di vista litologico, in quanto la nuova condotta in progetto interessa una porzione di territorio molto ampia, partendo dal Tavoliere delle Puglie arrivando fino ai piedi delle Murge nord-occidentali.

Pertanto, si è caratterizzato dal punto di vista geologico ogni zona sottoposta ad indagini geognostiche assumendo che ognuna sia rappresentativa delle aree adiacenti.

I fogli della cartografia ufficiale della carta geologica italiana interessati dallo studio di progettazione di fattibilità sono:

- Foglio 408 “Foggia” della Cartografia Geologica Italiana in scala 1:50.000.
- Foglio 421 “Ascoli Satriano” della Cartografia Geologica Italiana in scala 1:50.000.
- Foglio 422 “Cerignola” della Cartografia Geologica Italiana in scala 1:50.000.
- Foglio 176 “Barletta” della Cartografia Geologica Italiana in scala 1:100.000.

Le aree di interesse, dal punto di vista geologico, ricadono nel Foglio n. 408 “Foggia” della Carta Geologica d’Italia – scala 1:50.000, dove esattamente a sud ovest della Città di Foggia, ad una quota di circa 128 metri s.l.m. è presente il Serbatoio di Foggia.

Invece, nel foglio n. 421 della Carta Geologica d’Italia – scala 1:50.000 “Ascoli Satriano” sono presenti le zone di attraversamento fluviale, posto a quote variabili ed “Attraversamento fiume Cervaro”, posto ad una quota di circa 104 metri s.l.m.; mentre, nel foglio n. 422 della Carta Geologica – scala 1:50.000 “Cerignola” ricade il sito “Attraversamento fluviale Carapelle” ad una quota di circa 66 metri s.l.m..

La successione stratigrafica che caratterizza il territorio in esame è data da unità oloceniche, prevalentemente di origine alluvionale, che colmano depressioni presenti su sedimenti pleistocenici prevalentemente incoerenti, che a loro volta poggiano su sedimenti Pliocenici di Fossa Bradanica rappresentati dalle argille subappennine.

Di seguito sono elencate le unità presenti dalla più recente alla più antica:

- Depositi alluvionali, eluviali e colluviali, recenti e attuali;

- Supersintema del Tavoliere di Puglia
 - Subsintema delle Marane La Pidocchisa-Castello (RPL₃)
 - Subsintema di Masseria Torricelli (RPL₂)
 - Subsintema dell’Incoronata (RPL₁)
 - Sintema de la Sedia di Orlando(LSO)
 - Sintema di Foggia (Pleistocene) (TGF);
 - Sintema di Troia (TIA)
 - Sintema di Lucera (Pleistocene inferiore-medio);
 - ✓ Subsintema di Monte Castelluccio (TLC₂)
 - ✓ Subsintema di Masseria Sant’Annunziata (TLC₁)
 - Sabbie di Torre Quarto(STQ)
- Unità della Fossa Bradanica (Pleistocene inferiore)
 - Argille Subappennine (ASP)

L’area posta a nord-ovest dell’altopiano delle Murge ricade nel Foglio n.176 “*Barletta*” della Carta Geologica d’Italia, in scala 1:100.000; in questo foglio ricadono le zone di indagine “Attraversamento fiume Ofanto” che si attesta ad una quota di 45 metri s.l.m.m., e “Disconnessione Canosa di Puglia” che si attesta ad una quota di 135 metri s.l.m.m..

Le zone oggetto di indagine sono caratterizzate da depositi quaternari della Formazione della Fossa Bradanica. Considerando la porzione del foglio a ovest dell’abitato di Canosa di Puglia si osserva il passaggio dai depositi marini sabbiosi, prevalentemente sciolti, agli affioramenti di “*Calcareniti di Gravina*”.

Il substrato della zona è invece dato dalla formazione dei “*Calcari di Bari*” in contatto trasgressivo con le calcareniti di Gravina e definiti come calcari generalmente in strati e talora in banchi, o lastriformi e dolomitizzati.

La valle dell’Ofanto è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali in più ordini di terrazzi dei quali quelli appartenenti ai depositi più recenti costituiscono un’estesa fascia pianeggiante lungo il corso del fiume.

La successione stratigrafica che caratterizza il territorio in esame è data da unità oloceniche prevalentemente di origine alluvionale che colmano depressioni presenti in

corrispondenza dell’incisione del fiume Ofanto, e da sedimenti pleistocenici prevalentemente incoerenti che a loro volta poggiano su sedimenti Pliocenici di Fossa Bradanica rappresentati dalle argille subappennine, dal lato sinistro dell’Ofanto e dalle Calcareniti di Gravina nella zona a Nord di Canosa.

Di seguito sono elencate le unità presenti dalla più recente alla più antica:

- Depositi alluvionali, eluviali e colluviali, recenti e attuali;
- Unità della Fossa Bradanica (Plio-Pleistocene)
 - Depositi marini.
 - Argille Subappennine.
 - Calcareniti di Gravina

L’opera prevista nel presente progetto, che si sviluppa in direzione NW - SE ad una distanza variabile tra 16 e 38 km circa dalla costa, lungo il suo percorso interesserà i territori dei comuni di Canosa, di San Ferdinando di Puglia, di Cerignola, di Orta Nova, di Carapelle e di Foggia e avrà una lunghezza complessiva di circa km 63.

L’area, è caratterizzata, come detto, da una successione stratigrafica plio-pleistocenica, trasgressiva sul bedrock calcareo di fondo, costituita da depositi alluvionali (ghiaie, sabbie, limi e argille) e, nelle zone più a sud, da tufi calcarei più o meno cementati (Calcareniti di Gravina). La configurazione geologica di questa parte del territorio non si discosta dallo schema geologico regionale per quanto riguarda i rapporti intercorrenti tra le diverse litofacies.

A più altezze sui versanti si rinvencono depositi ciottolosi delle alluvioni terrazzate, legati alle oscillazioni del livello di base dei fiumi in seguito alla generale emersione dell’area alla fine del Pleistocene. Sedimenti limo-sabbiosi con livelli argillosi affiorano lungo gli alvei dei corsi d’acqua che solcano l’area. I depositi eluviali e colluviali sono costituiti in prevalenza da ciottoli immersi in abbondante matrice sabbiosa.

Si tratta quasi sempre di terreni incoerenti di origine continentale a granulometria variabile di spessore massimo fino a qualche decina di metri con superfici di sedimentazione immergenti verso E-NE. Le unità che fanno parte di questo supersistema poggiano in discordanza angolare (a volte in paraconcordanza) sulle argille subappennine.

Le Argille subappennine sono costituite da limi argillosi e argille sabbiose, a luoghi limose, di colore grigio-azzurro passante al giallastro per alterazione delle porzioni più superficiali. Sono caratterizzate da una composizione mineralogica abbastanza definita a prescindere dalla zona di provenienza e dal ciclo sedimentario di appartenenza.

Pertanto, in considerazione della caratterizzazione geologica e morfologica sopra descritta, in generale sono da escludersi in tutte le aree interessate dal tracciato prescelto problematiche particolari quali fenomeni franosi ed instabilità dei versanti, tranne che nei casi evidenziati dalla Pericolosità Geomorfologica moderata (PG1) e discussi nella . Le uniche insidie possono essere rappresentate dalle forme carsiche epigee ed ipogee, quali doline, inghiottitoi e cavità spesso riempite di terra rossa, che si rinvencono, talora, all’interno della formazione del Calcere di Bari.

I “Depositi Alluvionali” si trovano in corrispondenza di solchi erosivi. Si tratta di depositi terrosi e ciottolosi di esiguo spessore derivanti dal disfacimento dei terreni rocciosi esistenti a monte. Questi depositi sono presenti in genere lungo le lame con spessori variabili.

Dal punto di vista tettonico, rilievo particolare costituiscono il Gargano, la cui struttura è rappresentata da un Horst carbonatico, riferibile alla successione mesozoica della Piattaforma Apula, allungato in senso NE-SW e le Murge che rappresentano un altopiano carbonatico che si estende in direzione NO-SE, tali rilievi confinano lateralmente la struttura del Tavoliere. Al disotto del tavoliere i calcari si presentano ribassati da una gradinata di faglie; in particolare la faglia del Torrente Candelaro, che delimita la struttura sul bordo sud occidentale e la faglia dell’Ofanto che delimita la struttura sul lato sud orientale.

Il Tavoliere della Puglia, che può ritenersi la naturale continuazione verso nord - est della Fossa Bradanica coincidente con il tratto dell’Avanfossa Adriatica delimitato dalla Catena Appenninica e dall’Avanpaese Apulo, è una vasta pianura plio-pleistocenica, dolcemente degradante verso il Mare Adriatico, delimitata a Sud-Est dal Fiume Ofanto, a Nord-Ovest dal Fiume Fortore, ad Ovest dai rilievi del Subappennino Dauno e a Nord – Nord Est dal Torrente Candelaro, che rappresenta il confine con il promontorio garganico.

Si evidenzia la presenza di sedimenti plio-quaternari che hanno colmato la parte orientale dell’avanfossa appenninica fino al promontorio del Gargano ed a Nord-Nord Est, limitati dal

torrente Candelaro, affiorano i calcari mesozoici che costituiscono la porzione più meridionale del sollevamento del Gargano, nel quale sono presenti terreni Triassici, i termini più antichi dell’area pugliese.

Dal punto di vista geomorfologico, il tracciato previsto è caratterizzato dalla presenza di zone pianeggianti e sub-pianeggianti, inframmezzati da avvallamenti fluviali, con un andamento planimetrico più o meno costante con quote variabili, che degradano dolcemente verso la linea di costa.

Per qualsiasi approfondimento ulteriore si rimanda allo studio geologico allegato al presente progetto (“Relazione geologica, idrogeologica e sismica” e allegati grafici), integrato con indagini geognostiche (“Relazione sulle indagini geognostiche”).

5.2 Indagini geognostiche e prove geotecniche

Allo scopo di determinare il modello geologico e geotecnico dei terreni di fondazione dei nuovi manufatti e delle condotte in progetto, è stata effettuata nei mesi di aprile e maggio 2019 una campagna di indagini geognostiche costituita da indagini dirette e indirette eseguita dalle Ditte Apogeo s.r.l.m Fiumano Toma Trivellazioni S.r.l., Tecnolab della dott.ssa Caterina Serino e Laboratorio Geo Tecnologico Emiliano S.r.l. con il coordinamento del dott. Geol. Fernando Sbrandolino.

Le indagini dirette si sono concentrate prevalentemente in corrispondenza degli attraversamenti fluviali e stradali serbatoi esistenti), mentre le indagini geofisiche sono state effettuate sia in corrispondenza degli attraversamenti che, a campione, lungo il tracciato del nuovo vettore idrico; una campagna geoelettrica di SEV è stata effettuata per permettere la progettazione della protezione catodica della condotta.

Le ubicazioni dei sondaggi meccanici, le stratigrafie così come i certificati di laboratorio geotecnico e tutte le indagini geofisiche effettuate sono contenute nell’Elaborato “Relazione sulle Indagini Geognostiche” allegato al presente progetto.

La campagna indagini è consistita nell’esecuzione di:

INDAGINI GEOFISICHE

- n. 12 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie in onde P per la costruzione sismostratigrafica dei terreni, per singoli profili di lunghezza complessiva 75 ml e con 24 geofoni distanti 3 m;
- n. 12 prospezioni sismiche in onde S per il calcolo dei moduli dinamici e della $V_{s,eq}$ (NTC 2018), eseguiti con 24 picchetti a spaziatura di 3 m, per una lunghezza complessiva di 69 m;
- n. 24 prospezioni geoelettriche del tipo “Dipolo Dipolo-Assiale” e “Polo-Dipolo” per la ricostruzione elettrostratigrafica di resistività, con profili di lunghezza 69 ml e con 24 elettrodi;
- n. 12 prospezioni geoelettriche con profondità di indagine fino a 100 metri, a 96 elettrodi e secondo le configurazioni “dipolo-dipolo assiale” e “polo-dipolo”.
- N. 20 prove penetrometriche super pesanti per la deduzione dei principali parametri geotecnici dei terreni sciolti superficiali

INDAGINI GEOGNOSTICHE

- n. 12 perforazioni ad andamento verticale eseguite a rotazione a carotaggio continuo, di diametro 101 mm, fino a profondità di 15 m dal p.c. e prelievo di n. 1 campione di terreno per ciascun sondaggio a profondità variabili;
- n. 12 prove di permeabilità eseguite in tutti i fori di sondaggio, per la determinazione del coefficiente di permeabilità specifico del sito;
- installazioni di n.6 piezometri entro i fori di sondaggio in cui è stata rinvenuta la falda o in cui sia stata accertata la presenza di una lente;
- compilazione di modulo stratigrafico per ciascun sondaggio contenente i dati di cantiere, le principali caratteristiche dei materiali attraversati e relativa documentazione fotografica;
- prove di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica su n. 10 campioni indisturbati di terreno contenuti in fustella metallica sigillata ed identificata.

Si è considerato anche uno studio geologico precedentemente effettuato, con una campagna indagini che prevedeva: prospezioni geoelettriche 2D, prospezioni sismiche a rifrazione in onde P ed S, prospezioni sismiche MASW per la determinazione delle onde di taglio (S) per stimare il valore delle Vs30 e linee georadar all’interno del serbatoio di Foggia (Torrino 3 e vasca). In tale campagna furono eseguite le seguenti indagini a carattere geofisico:

- n. 14 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie in onde P;
- n. 8 prospezioni sismiche in onde S con metodologia MASW;
- n. 14 prospezioni geoelettriche del tipo “Polo-Dipolo” e “Wenner”

Tali indagini risultano ubicate in corrispondenza dei serbatoi di Foggia e di Canosa di Puglia, a ridosso dei fiumi Cervaro, Carapelle Ofanto e del Canale Olive (corso d’acqua episodico).

Al fine di calcolare il valore di velocità delle onde di taglio S ($V_{s,eq}$) e determinare la classe di appartenenza del terreno di fondazione delle opere in progetto, secondo quanto è richiesto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17/01/2018, sono stati eseguiti n. 52 profili RE.MI.

La tecnica utilizzata consente una stima accurata dell’andamento delle velocità di propagazione delle onde S nel sottosuolo; ciò avviene registrando semplicemente il rumore di fondo ed elaborando il segnale con un opportuno software; a rigore, quella che è misurata è la velocità delle onde superficiali (Onde di Rayleigh), ma essa è praticamente uguale alla velocità delle Onde S (95÷97%).

Alla luce della recente normativa NTC18 è stato introdotto il calcolo di un nuovo parametro, il $V_{s,eq}$, in sostituzione del V_{s30} , ottenuto attraverso la seguente formula:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo
 $V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell’i-esimo strato
 N = Numero di strati
 H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/sec

In tale espressione appare evidente come il calcolo delle velocità sismiche di taglio non si riferisce più necessariamente alla profondità di 30m, ma alla reale profondità del bedrock, ovvero, alla profondità di quella formazione rocciosa o terreno molto rigido, caratterizzato da Vs

non inferiore a 800m/s, pertanto la profondità del bedrock varierà di volta in volta a seconda dell’assetto geologico del sottosuolo.

Da tale stima il sottosuolo investigato viene classificato in una delle categorie definite dalle NTC 2018, così come riportate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l’utilizzo dell’approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

In quasi tutti i punti di misura, le indagini RE.MI svolte, hanno evidenziato che il bedrock sismico o suolo rigido ovvero suolo caratterizzato da valori di $V_s > 800$ m/s, tenendo conto che per la posa della condotta sarà necessario effettuare degli scavi, è presente oltre i 30 m, per cui si è valutata in ogni caso la V_s eq.. Nella tabella seguente si riportano sinteticamente i valori ottenuti:

ZONA	PUNTI DI RIFERIMENTO	Categoria di sottosuolo al piano campagna
ZONA 01	Torrino di Foggia – Strada Statale n. 90	448 < $V_{s,eq}$ < 591 m/s, “B” 603 < $V_{s,eq}$ < 633 m/s “B”
ZONA 02	Tratturo Castelluccio – Canale Capitanata	332 < $V_{s,eq}$ < 338 m/s, “C”
ZONA 03	Canale Olive	500 < $V_{s,eq}$ < 530 m/s, “B”
ZONA 04	Strada Provinciale n. 105 – Strada Provinciale n. 86	372 < $V_{s,eq}$ < 445 m/s, “B” 406 < $V_{s,eq}$ < 441 m/s, “B”
ZONA 05	Fiume Carapelle	405 < $V_{s,eq}$ < 588 m/s, “B”
ZONA 06	Strada Provinciale n. 79 – Strada Statale n. 16 (S.P. 80)	339 < $V_{s,eq}$ < 342 m/s, “C” 284 < $V_{s,eq}$ < 313 m/s, “C” 349 < $V_{s,eq}$ < 353 m/s, “C”
ZONA 07	Tratturello la <u>Ficora</u> – Strada Provinciale n. 62	448 < $V_{s,eq}$ < 591 m/s, “B”
ZONA 08	Strada Statale n. 16 – Strada Provinciale n. 64	414 < $V_{s,eq}$ < 437 m/s, “B” 437 < $V_{s,eq}$ < 451 m/s, “B”
ZONA 09	Fiume Ofanto	382 < $V_{s,eq}$ < 597 m/s, “B”
ZONA 10	Strada Provinciale n. 3 – Serbatoio di Canosa di Puglia	447 < $V_{s,eq}$ < 453 m/s, “B”

1.1 Il modello geotecnico

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all’analisi quantitativa degli aspetti geotecnici.

Dalle risultanze delle indagini geotecniche effettuate, sono stati dedotti i valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche, da attribuire ai terreni, attraverso una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Il terreno indagato per tutto il percorso può essere considerato un **ammasso terroso alluvionale eterogeneo**. Una sintesi dei parametri principali può essere dedotta dagli allegati grafici “Colonne stratigrafiche geotecniche” allegati al progetto, che illustra in sintesi le varie caratteristiche geotecniche di riferimento dei punti lungo il percorso della condotta. In particolare sono riportati i parametri del terreno in corrispondenza degli attraversamenti fluviali.

Di seguito si riportano alcune indicazioni sui parametri geotecnici dei principali litotipi caratterizzanti le aree di intervento; i valori riportati sono stati ricavati mediando i dati provenienti dalle indagini dirette, nonché attraverso relazioni empiriche con le velocità delle onde sismiche registrate nei siti di indagine. Eventuali caratterizzazioni puntuali possono essere dedotte dalla "Relazione sulle indagini geognostiche".

ZONA 01	Torrino di Foggia – Strada Statale n. 90
ZONA 02	Tratturo Castelluccio – Canale Capitanata
ZONA 03	Canale Olive
ZONA 04	Strada Provinciale n. 105 – Strada Provinciale n. 86
ZONA 05	Fiume Carapelle
ZONA 06	Strada Provinciale n. 79 – Strada Statale n. 16 (S.P. 80)
ZONA 07	Tratturello la Ficora – Strada Provinciale n. 62
ZONA 08	Strada Statale n. 16 – Strada Provinciale n. 64

ZONA 09	Fiume Ofanto
ZONA 10	Strada Provinciale n. 3 – Serbatoio di Canosa di Puglia

“Torrino di Foggia” – Sabbie limose

Si tratta di depositi alluvionali terrazzati con caratteri sedimentologici variabili caratterizzati da sabbie limose alternati a strati clasto sostenuti:

- $\gamma = 1.80 \div 2.32 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 23.49^\circ \div 38.15^\circ$
- $C = 2.84 \div 4.29 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 136.05 \div 392.70 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 73.26 \div 381.24 \text{ kg/cm}^2$

“Canale Capitanata” - Depositi sabbioso-limosi

Si tratta di sabbie addensate o debolmente cementate con percentuale siltosa caratterizzate da:

- $\gamma = 1.97 \div 2.18 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 25.33^\circ \div 30.01^\circ$
- $C = 1.04 \div 1.26 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 152.01 \div 251.70 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 92.52 \div 212.04 \text{ kg/cm}^2$

“Attraversamento Canale Olive” – Sabbie argillose

Si tratta di sabbie debolmente cementate con una percentuale argillosa caratterizzate da:

- $\gamma = 1.87 \div 2.06 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 24.19^\circ \div 26.75^\circ$
- $C = 0.99 \div 1.60 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 148.30 \div 193.15 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 87.96 \div 141.78 \text{ kg/cm}^2$

“Strada Provinciale 105” – Conglomerati in matrice sabbiosa

Si tratta di depositi conglomeratici alluvionali con una percentuale sabbiosa in matrice caratterizzati da:

- $\gamma = 1.84 \div 2.50 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 21.85^\circ \div 33.97^\circ$
- $C = 0.41 \div 3.30 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 64.80 \div 488.80 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 68.88 \div 500.34 \text{ kg/cm}^2$

“Attraversamento fluviale Torrente Carapelle” – Depositi sabbioso-ciottoloso- argillosi

Si tratta di depositi alluvionali con caratteri sedimentologici che vanno dalle sabbie ai conglomerati, alle argille caratterizzati da:

- $\gamma = 1.68 \div 1.96 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 21.04^\circ \div 22.79^\circ$
- $C = 0.23 \div 0.66 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 36.50 \div 97.80 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 39.02 \div 101.54 \text{ kg/cm}^2$

“Strada Provinciale 79” – Sabbie limose

Si tratta di depositi sabbiosi con percentuale limosa subordinata e variabile, caratterizzati da:

- $\gamma = 1.81 \div 2.24 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 22.41^\circ \div 34.47^\circ$
- $C = 0.57 \div 3.42 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 84.20 \div 506.4 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 87.6 \div 518.3 \text{ kg/cm}^2$

“Strada Statale 16” – Sabbie limose

Si tratta di depositi sabbiosi con percentuale limosa subordinata e variabile, caratterizzati da:

- $\gamma = 1.58 \div 2.10 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 20.65^\circ \div 25.47^\circ$
- $C = 0.14 \div 1.29 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 22.60 \div 191.50 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 24.84 \div 197.11 \text{ kg/cm}^2$

“Tratturello La Ficora” – Sabbie ciottoloso-argillose

Si tratta di depositi alluvionali con caratteri sedimentologici che vanno dalle sabbie ai conglomerati, alle argille caratterizzati da:

- $\gamma = 1.49 \div 2.02 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 20.32^\circ \div 23.44^\circ$
- $C = 0.07 \div 0.81 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 11.30 \div 120.30 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 13.32 \div 124.49 \text{ kg/cm}^2$

“Attraversamento Fiume Ofanto” – Sabbie

Si tratta di depositi alluvionali terrazzati con caratteri sedimentologici prevalentemente sabbiosi, con percentuale bassa di elementi limo-argillosi caratterizzati da:

- $\gamma = 1.64 \div 2.31 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 21.75^\circ \div 38.05^\circ$
- $C = 0.38 \div 4.26 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 61.20 \div 631.70 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 64.21 \div 646.09 \text{ kg/cm}^2$

“Serbatoio di Canosa” – Sabbie limose

Si tratta di depositi sabbiosi con percentuale limosa subordinata e variabile, caratterizzati da:

- $\gamma = 1.58 \div 2.31 \text{ g/cm}^3$
- $\varphi = 21.65^\circ \div 30.23^\circ$
- $C = 0.14 \div 2.42 \text{ kg/cm}^2$
- $E_y = 22.60 \div 358.00 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{ed} = 24.84 \div 366.93 \text{ kg/cm}^2$

1.2 Attraversamenti no-dig

Nell’allegato grafico relativo (“Colonne stratigrafiche geotecniche”) si è riportato sia le litologie che i principali parametri geotecnici rilevati In corrispondenza degli attraversamenti stradali, ferroviari e fluviali da effettuarsi con tecniche no-dig o di protezione alveo. In genere si

tratta di terreni che dal punto di vista granulometrico si possono definire come sabbie, sabbie limose o anche argille limose di plasticità medio-alta.

Partendo dall’Opera di disconnessione di Canosa, gli attraversamenti che si incontrano sono illustrati schematicamente nella suddetta tavola allegata al progetto, unitamente al sondaggio di riferimento e ai parametri geotecnici provenienti dalle valutazioni delle indagini di laboratorio e da quelle indirette. Di seguito sono caratterizzati schematicamente:

VASCA DI CANOSA: SG.12–TRS.122

0,0 ÷ 7,5 m: Alternanza di sabbie sciolte o poco addensate

- $\gamma = 15 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,25 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 30^\circ$

7,5 ÷ 15,0 m: Sabbia argillosa, a livelli cementata

- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,15 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 30^\circ$

CANALE CDB CAPITANATA: TRS.120

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbie limose addensate

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,10 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,80 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

FERROVIA BARLETTA-SPINAZZOLA: TRS.117

0,0 ÷ 2,5 m: Limo sabbioso consistente

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,10 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

2,5 ÷ 5,0 m: Sabbia ciottolosa

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0$
- $\varphi = 28^\circ$

CANALE LAMAPOPOLI: TRS.116

0,0 ÷ 4,0 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,10 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

4,0 ÷ 5,0 m: Sabbia ciottolosa

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0$
- $\varphi = 28^\circ$

S.P. 3: TRS.115

0,0 ÷ 2,5 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,10 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

2,5 ÷ 5,0 m: Sabbia ciottolosa

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0$
- $\varphi = 28^\circ$

FIUME OFANTO: SG.11–TRS.113

0,0 ÷ 3,5 m: Terreno sabbioso

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0$
- $\varphi = 23^\circ$

3,5 ÷ 13,5 m: Alternanza di sabbia e ghiaia

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,10 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

13,5 ÷ 15,0 m: Argilla sabbiosa

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,15 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,13 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 20^\circ$

Falda = -2,0 m da p.c.

S.P. 64: TRS.110

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,10 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

AUTOSTRADA A14: SG.10-TRS.107

0,0 ÷ 15,0 m: Alternanza di sabbie limose più o meno consistenti

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,23 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 25,6^\circ$

Falda = -4,4 m da p.c.

S.S. 16: SG.09-TRS.097

0,0 ÷ 15,0 m: Alternanza di sabbie limose debolmente argillose

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,62 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 2,4 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 26^\circ$

Falda = -11,0 m da p.c.

S.P. 62: TRS.093

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia debolmente argillosa

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 25^\circ$

IMPIANTO DEPURATIVO DI CERIGNOLA: TRS.089

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia argillosa

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 23^\circ$

S.P. 77 - PREMENTE FOGNA ZONA INDUSTRIALE CERIGNOLA: TRS.086

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$

- $\varphi = 24^\circ$

S.P. 72: TRS.083

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia a grana grossa addensata

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,25 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 30^\circ$

S.P. 68: TRS.068

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia limosa a grana fine

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

FIUME FOSSO MARANA LA PIDOCCHIOSA: TRS.057

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia limosa a luoghi ghiaiosa

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 25^\circ$

STAZIONE CLORAZIONE - TRATTURELLO LA FICORA: TRS.056

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia limosa a luoghi ghiaiosa

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

S.S. 16 - S.P. 80: SG.08-TRS.055

0,0 ÷ 15,0 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,4 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

S.P. 80: TRS.053

0,0 ÷ 3,5 m: Ghiaia e sabbia

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

3,5 ÷ 5,0 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 15 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

S.P. 81: TRS.048

0,0 ÷ 2,9 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 15 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

2,9 ÷ 5,0 m: Conglomerati sabbiosi

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 26^\circ$

S.P. 79: TRS.044

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia fine addensata

- $\gamma = 15 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,25 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 29^\circ$

FIUME TORRENTE CARAPELLE: SG.07-TRS.043

0,0 ÷ 4,8 m: Sabbia limosa fine addensata

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

4,8 ÷ 12,3 m: Sabbia ghiaiosa

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

12,3 ÷ 15,0 m: Sabbia limosa addensata

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

S.P. 86 - FIUME FOSSO CARAPPELLUZZO: TRS.036

0,0 ÷ 5,0 m: Limo sabbioso-argilloso, con trovanti ghiaiosi

- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,15 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 27^\circ$

FERROVIA FOGGIA-POTENZA: TRS.032

0,0 ÷ 5,0 m: Limo sabbioso-argilloso, con trovanti ghiaiosi

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,15 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 27^\circ$

S.S. 655 - FIUME CERVARO: SG.06-TRS.024

0,0 ÷ 2,4 m: Sabbia limosa

- $\gamma = 17 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,2 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

2,4 ÷ 7,5 m: Conglomerato sabbioso

- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 28^\circ$

7,5 ÷ 15,0 m: Sabbia limosa ciottolosa

- $\gamma = 16 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,3 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 0,9 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 25^\circ$

Falda: -6,4 m da p.c.

FERROVIA FOGGIA-NAPOLI: SG.05-TRS.023

0,0 ÷ 10,2 m: Sabbia limosa

- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,5 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,5 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 20^\circ$

10,2 ÷ 15,0 m: Conglomerato sabbioso

- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$

- $\varphi = 28^\circ$

Falda: -7,5 m da p.c.

S.P. 105: TRS.021

0,0 ÷ 5,0 m: Sabbia fine addensata

- $\gamma = 15 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,25 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 29^\circ$

CANALE OLIVE: SG.04-DPSH.05

0,0 ÷ 15,0 m: Sabbia limosa a luoghi con ciottoli

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,02 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 2,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 42^\circ$

CANALE CAPITANATA: SG.03-TRS.016

0,0 ÷ 5,5 m: Sabbia limosa

- $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,6 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,5 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 19^\circ$

5,5 ÷ 15,0 m: Limo sabbioso

- $\gamma = 14 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,1 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 24^\circ$

Falda: -4,7 m da p.c.

S.S. 90: SG.02-TRS.009

0,0 ÷ 15,0 m: Alternanza di sabbie limose a luoghi con ciottoli

- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,4 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 4,0 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 26,6^\circ$

SERBATOIO DI FOGGIA: SG.01-TRS.001

0,0 ÷ 9,5 m: Conglomerato sabbioso

- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,15 \text{ kg/cmq}$

- $\varphi = 27^\circ$

9,5 ÷ 15,0 m: Sabbia limoso-argillosa

- $\gamma = 21 \text{ kN/mc}$
- $c' = 0,6 \text{ kg/cmq}$
- $c_u = 1,7 \text{ kg/cmq}$
- $\varphi = 20^\circ$

Falda: -11,0 m da p.c.

Per qualsiasi altro approfondimento di carattere geotecnico e per tutte le verifiche geotecniche previste dalla norma si rimanda all’elaborato progettuale “Relazione Geotecnica”.

1.3 Modellazione del suolo nel calcolo delle strutture

Nel calcolo delle strutture, la modellazione del suolo è stata effettuata ricorrendo al classico e storicamente consolidato modello alla Winkler, caratterizzato da molle elastiche distribuite aventi un valore che rappresenti al meglio la rigidità del terreno di fondazione.

Alla luce delle fisiologiche approssimazioni insite nelle modellazioni geotecniche e nella tipologia di schematizzazione del suolo adottata e alla luce della storica e notoria incertezza che accompagna la quantificazione della costante di Winkler, si è deciso di analizzare e verificare le strutture in progetto adottando due modelli f.e.m. uguali, ma caratterizzati da due valori molto diversi di tale costante di sottofondo scelti in modo da coprire un range abbastanza ampio di valori che possa simulare comportamenti imprevedibili del suolo (ad esempio maggiori o minori rigidità legate a situazioni locali imprevedute, ecc..).

Il suddetto range considerato per la costante di Winkler è il seguente:

$$3 \text{ daN/cm}^3 < k_w < 50 \text{ daN/cm}^3$$

I tabulati di calcolo di ciascun manufatto, inseriti in progetto, si riferiscono a modelli f.e.m. caratterizzati dal minore dei valori individuati per la costante di Winkler (3 daN/cm^3); tale condizione infatti tende generalmente a sollecitare maggiormente gli elementi di fondazione e a massimizzare le azioni sismiche per gli elementi in elevazione in quanto, a fronte di una minore rigidità del suolo, il periodo proprio di vibrazione T_1 di ciascuna struttura (caratterizzato da un valore molto basso in quanto le strutture considerate, molto compatte e caratterizzate da piastre interconnesse a formare organismi strutturali a forte comportamento scatolare, sono piuttosto

rigide) risulta più lungo e quindi le accelerazioni spettrali di progetto associabili alle masse tendono al valore massimo di plateau.

Solo nel caso dei pozzetti di scarico di altezza interna $H_{int} > 9\text{m}$, considerato che la fondazione si trova a profondità rilevanti e quindi intercetta strati più consistenti e rigidi del sottosuolo, si è considerato un valore minimo $k_w = 5 \text{ daN/cm}^3$.

Ovviamente, le verifiche effettuate relativamente al modello f.e.m. a cui si riferiscono i tabulati di calcolo allegati sono state rivalidate anche con riferimento al modello caratterizzato dall’altro dei due valori di k_w considerato (50 daN/cm^3), in modo che le dimensioni degli elementi strutturali e le armature previste possano ritenersi valide e sufficienti a verificare la struttura per qualsiasi valore della costante di Winkler compreso nell’intero range considerato.

6. ANALISI DEI CARICHI

Sono state di seguito analizzate le varie azioni a cui saranno soggette le opere in progetto durante la loro vita utile. Per maggiori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo allegati.

Verranno analizzati quantitativamente tutti i carichi agenti sulle strutture quali:

- I carichi permanenti strutturali G_1
- I carichi variabili Q_i
- Le azioni sismiche E

6.1 Carichi permanenti strutturali G_1

- Pesi propri

Nelle analisi e verifiche strutturali effettuate mediante il modello di calcolo, agli elementi strutturali in calcestruzzo (pareti, solette, piastre, travi e pilastri) è stato automaticamente attribuito il peso proprio valutato attraverso l’introduzione del materiale “Cxx/yy” a cui è associato un peso specifico pari a 2.500 daN/m^3 .

6.2 Carichi permanenti non strutturali portati G_2

- Botole metalliche di accesso

Al di sopra dei pozzetti di sfiato e di sezionamento non è prevista una soletta di calcestruzzo, bensì delle botole metalliche di accesso. Nel modello strutturale questi pesi permanenti portati sono stati considerati inserendo dei carichi lineari gravanti sul bordo superiore delle pareti pari a:

- ✓ 170 daN/m (pozzetti di sfiato)
- ✓ 200 daN/m (pozzetti di sezionamento)

- Spinta orizzontale statica del terreno

Dalla letteratura tecnica si evince che il raggiungimento della condizione di spinta attiva del terreno si ha in corrispondenza di deformazioni del terreno non inferiori allo 0,1%-0,2%.

Lo schema statico delle pareti contro-terra delle strutture previste in progetto è riconducibile a piastre verticali vincolate in continuità con la piastra di fondazione e con quella di copertura e per questo motivo si è ipotizzato (a vantaggio di sicurezza) che il terreno non possa subire del tutto delle deformazioni tali da giustificare questo tipo di fenomeno.

Di conseguenza, si dovrebbe considerare una situazione intermedia tra la spinta attiva e la spinta a riposo (caratterizzata da un coefficiente k_0), ma molto prossima a quest’ultima.

Con riferimento al terreno a tergo delle pareti, si è considerato un materiale spingente con le seguenti caratteristiche stimate in maniera cautelativa considerando le caratteristiche medie dei terreni al di sopra del piano di fondazione dei manufatti previsti in progetto e le proprietà di un rinterro medio costituito da un terreno di non elevatissime proprietà meccaniche:

$\varphi = 25^\circ$	Angolo di attrito interno del terreno
$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.58$	Coefficiente di spinta a riposo
$\alpha = 0$	Angolo tra parete e verticale
$\delta = (2/3) \varphi = 18^\circ$	Angolo d’attrito tra parete e terreno
$\beta = 0$	Angolo tra piano campagna e orizzontale
$\gamma_t = 1.800 \text{ daN/m}^3$	Peso specifico del terreno (peso proprio)
$c = 0$	Coesione del terreno

Il valore complessivo della spinta del terreno è stato quindi ottenuto mediante l’applicazione della seguente formula, per k si intende quello attivo o a riposo.

$$S = \frac{1}{2} \gamma_t k h^2$$

La distribuzione statica permanente di pressione orizzontale del terreno ha un andamento triangolare caratterizzato dal valore:

$$\sigma_t = \gamma_t \times k_0 \times h = 954 \times h \text{ daN/m}^2$$

in cui

γ_t = peso dell’unità di volume del terreno;

h = profondità rispetto al piano campagna;

k_0 = coefficiente di spinta a riposo

- Spinta orizzontale statica della falda idrica

Il valore complessivo della spinta orizzontale dell’acqua a tergo delle pareti dei manufatti (dovuta all’eventuale presenza di falda idrica) è stato ottenuto mediante l’applicazione della seguente formula:

$$S = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

La distribuzione di pressione orizzontale dell’acqua ha un andamento triangolare caratterizzato dal valore:

$$\sigma_w = \gamma_w \times h = 1.000 \times h \text{ daN/m}^2$$

in cui

$\sigma_w = 1.000 \text{ daN/m}^3$ (peso specifico dell’acqua);

h = profondità rispetto al livello idrico superficiale (in m).

6.3 Carichi variabili Q_i

- Sovraccarichi accidentali copertura

A vantaggio di sicurezza, al fine di considerare eventuali situazioni di carico impreviste, i valori dei sovraccarichi accidentali considerati gravanti sulle coperture non carrabili dei manufatti sono stati stimati pari al doppio di quelli inseriti nella Tabella 3.1.II (“Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d’uso delle costruzioni”) del DM2018 sotto la Cat. H₁ "Coperture accessibili per sola manutenzione" e quindi sono stati posti pari a:

- $Q_{\text{cop,manut.}} = 100 \text{ daN/m}^2$

Con riferimento invece ai manufatti carrabili, ipotizzando che sulla soletta di copertura possa esserci il transito di mezzi, si è considerato cautelativamente un sovraccarico pari a:

- $Q_{\text{cop,strad.}} = 2.000 \text{ daN/m}^2$

- Sovraccarichi accidentali sulla fondazione

A vantaggio di sicurezza, per tenere conto dei carichi gravanti sulle fondazioni, all'interno dei manufatti e riconducibili alla presenza di apparecchiature idrauliche, personale, tubazioni ecc., si è considerato un sovraccarico accidentale pari a:

- $Q_{\text{esercizio}} = 250 \text{ daN/m}^2$

- Sovraccarichi accidentali sul terreno

Al fine di valutare l’incremento della spinta orizzontale del terreno per la presenza di un sovraccarico accidentale eventualmente presente in prossimità delle pareti contro-terra, ipotizzando che nelle vicinanze delle opere possa esserci il transito di mezzi, il sovraccarico sul terreno è stato posto cautelativamente pari a:

- $Q_{\text{terreno}} = 2.000 \text{ daN/m}^2$

Sulla base dei dati individuati in precedenza, tale sovraccarico determina un ‘incremento costante (cioè ad andamento rettangolare) della distribuzione statica di pressione orizzontale del terreno pari a:

$$\sigma_{\text{to,q}} = k_0 \times Q_{\text{terreno}} = 1.160 \text{ daN/m}^2$$

in cui

k_0 = coefficiente di spinta a riposo precedentemente calcolato (0,58);

- Azioni del vento

Per le strutture previste in progetto l’azione del vento risulta o completamente assente (manufatti completamente interrati) o scarsamente rilevante (manufatti che fuoriescono in maniera molto limitata fuori terra).

- Carico neve

L’intensità del carico neve sulle coperture delle opere in progetto dipende da una serie di fattori legati a variabili topografiche (zona geografica e quota sul livello del mare della costruzione, ventosità del sito, presenza di edifici circostanti) e alla tipologia della copertura

(inclinazione delle falde, rugosità della superficie, presenza di fonti di calore sotto la copertura ecc).

L’azione statica q_s (p.to 3.4 DM2018) della neve è stata valutata, per le coperture piane, mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t = 0,8 \times 100 \times 0,9 \times 1 = 72 \text{ daN/m}^2$$

essendo:

c_t (coefficiente termico) = 1 (in assenza di uno specifico studio)

c_e (coefficiente di esposizione) = 0,9 (per classe di topografia battuta dai venti)

μ_i (coefficiente di forma della copertura) = 0,8 (copertura piana)

q_{sk} il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un tempo di ritorno di 50 anni, pari a 100 daN/m² considerando il sito appartenente alla zona II e la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell’opera non superiore a 200 m.

6.4 Azioni sismiche E

- Azioni sismiche strutturali

Per la valutazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento a quanto previsto dal DM18 che, pur mantenendo ancora, solo da un punto di vista amministrativo, la vecchia suddivisione del territorio nazionale in 4 zone, ha confermato i criteri già introdotti con la precedente norma (DM08) per l’individuazione di un reticolo molto fitto di punti per ciascuno dei quali sono stati definiti dei parametri sismici che rappresentino la cosiddetta “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Come indicato nella Deliberazione della Giunta Regionale della Puglia n.153 del 2 marzo 2004, i comuni interessati dalle opere in progetto ricadono nelle seguenti zone sismiche:

- ✓ Canosa = zona 2
- ✓ San Ferdinando di Puglia = zona 2
- ✓ Cerignola = zona 2

- ✓ Orta Nova = zona 2
- ✓ Carapelle = zona 2
- ✓ Troia = zona 2
- ✓ Foggia = zona 2

Per ciascun manufatto calcolato sono state individuate le relative coordinate geodetiche (nel sistema di riferimento ED50) del suo sito di ubicazione (dati contenuti nei tabulati di calcolo allegati al progetto).

Per la definizione dello spettro elastico di risposta, è stato necessario definire anche la Vita nominale delle opere (V_N), la loro classe d’uso, il coefficiente d’uso (C_U) e il periodo di riferimento (V_R) dell’azione sismica (come previsto dal DM18 nel paragrafo 2.4).

Come già chiarito nella Deliberazione della Giunta Regionale della Puglia n.153 del 2 marzo 2004 (e confermato nella Deliberazione della Giunta Regionale n. 1214 del 31 maggio 2011), le "strutture connesse al funzionamento degli acquedotti" figurano al punto 2, numero 3 dell’elenco A degli "edifici e opere infrastrutturali strategici di interesse regionale la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di Protezione Civile".

Pertanto sulla base delle indicazioni del DM18, sono stati assunti i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell’opera (V_N – tab 2.4.I) = **100 anni**
- Classe d’uso (par. 2.4.2) = **IV**
- Coefficiente d’uso (C_U - tab. 2.4.II) = 2,0

in base ai quali risulta un periodo di riferimento per l’azione sismica (par. 2.4.3) pari a:

- $V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2 =$ **200 anni.**

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria “A” quale definita al paragrafo 3.2.2 del DM18), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$; tale spettro, riferito a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (vedi tabella 3.2.I

del DM18 riportata di seguito), è determinato anche da altri parametri come il valore massimo del fattore di amplificazione (F_0) e il periodo di inizio del tratto a velocità costante (T^*_C).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Sulla base dei dati precedenti si sono ottenuti tutti i parametri sismici di ciascun sito (tali dati sono riportati contenuti nei tabulati di calcolo allegati al progetto).

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, si è reso necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale facendo riferimento all’approccio semplificato suggerito dal DM18 che si basa sull’individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (tab. 3.2.II e 3.2.III).

Nella Relazione Geologica e nella Relazione Geotecnica allegate al progetto sono riportate le categorie di sottosuolo relative ai diversi siti indagati (come già esposto in precedenza, a pag. 25 della presente relazione) ed è emerso che esse variano tra B e C.

A vantaggio di sicurezza, data l’eterogeneità dei terreni attraversati, si è scelto cautelativamente di associare al sottosuolo di tutti i manufatti previsti in progetto una categoria di **classe “C”** (“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”).

L’orografia delle aree oggetto d’intervento ha suggerito di individuare, con riferimento alla classificazione riportata nella tab. 3.2.V del DM18, una Categoria Topografica **T₁**.

L’azione sismica è caratterizzata solitamente da 3 componenti, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z. Nei tabulati di calcolo di ciascun manufatto, per ciascuna delle suddette componenti, sono riportati gli spettri SLV, SLD ed SLO.

Una volta definiti gli spettri elastici, si è determinato le proprietà dissipative delle opere, in termini di duttilità, in modo da determinare gli spettri di progetto (punto 3.2.3.5 del DM18).

Normalmente le strutture si distinguono in dissipative e non dissipative in base alla loro intrinseca capacità di dissipare l’energia sismica sprigionata dall’evento tellurico deformandosi.

Per quanto riguarda le opere in progetto, si è ritenuto di considerarle tutte non dissipative. Esse, infatti, sono caratterizzate da un’interconnessione di piastre che conferisce un marcato comportamento scatolare e che porta ad escludere rilevanti meccanismi di dissipazione.

Le strutture sono state quindi definite non dissipative e per esse, sulla scorta della formula 7.3.2 del DM18, si è adottato un coefficiente di struttura $q = 1,5$ (per le componenti X e Y) e $q = 1$ (per la componente Z) prevedendo che, durante l’evento sismico, le stesse mantengano un comportamento pressoché elastico.

Si evidenzia che la precedente rappresenta una scelta cautelativa in quanto le strutture, in fase sismica, resisteranno ad un sisma rappresentato da uno spettro di progetto coincidente con quello elastico scalato di un fattore 1,5.

In questo modo si è mirato anche a non impegnare le risorse di plasticizzazione dei manufatti affinché, tra l’altro, possano conservare un quadro fessurativo e di danno più limitato.

E’ importante sottolineare, infine, che nel progetto delle strutture definite non dissipative e nel disegno delle armature, sono state applicate tutte le regole e le indicazioni riportate nel cap. 7 del DM08 in modo che le stesse posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali, e tali da assicurare un sufficiente grado di duttilità alle opere così come richiesto dalla norma.

Sulla base degli spettri di progetto individuati, il calcolo delle azioni sismiche agenti su ciascuna struttura è stato eseguito ricorrendo all’analisi dinamica modale considerando, caso per caso, tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale fosse superiore all’85% (punto 7.3.3.1 DM18).

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

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

con:

E_j valore dell’effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad [7.3.5a]$$

$\xi_{i,j}$ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} rapporto tra l’inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento ξ dei modi i e j , si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad [7.3.5b]$$

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell’azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l’effettiva realizzazione.

Pareti, setti e solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

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

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

Il sisma è stato convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate (X e Y); l’evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l’effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi

ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l’azione applicata nell’altra direzione.

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

- Sovraspinte sismiche del terreno

La spinta del terreno, agente sulle pareti dei manufatti, è stata adeguatamente amplificata in fase sismica per tener conto della sovra-spinta che si genera in tale situazione di carico.

Il calcolo della sovra-spinta sismica del terreno viene eseguito con il metodo pseudostatico (DM18 par.7.11.6); in queste condizioni, l’azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Come si è già detto, quando è stata calcolata la spinta statica del terreno, l’evidenza scientifica porta a dire che lo schema statico delle strutture aventi pareti vincolate in continuità con la fondazione e con l’impalcato di copertura, non permette il raggiungimento di deformazioni delle pareti sotto sisma tali da raggiungere la condizione di spinta attiva del terreno che si avrebbe in corrispondenza di deformazioni del terreno non inferiori allo 0,1%-0,2% .

Nei casi in esame, quindi, per pareti praticamente rigide (DM18 par.7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), si applica la teoria di Wood secondo la quale l’incremento di spinta è proporzionale all’altezza del fronte di spinta e del coefficiente sismico orizzontale, mentre non dipende dalla natura del terreno; questo perché tale teoria è basata sulla propagazione dell’onda sismica in un mezzo elastico isotropo, quindi lontano dalle condizioni di rottura del terreno.

La sovra-spinta sismica, intesa come incremento di pressione orizzontale, è stata assunta costante lungo tutta l’altezza delle pareti (quindi l’azione è caratterizzata da un diagramma di forma rettangolare con risultante applicata a metà altezza dei paramenti verticali) e pari a:

$$\Delta\sigma_t = k_h \times \gamma_t \times h$$

in cui

$\Delta\sigma_t$: sovra-spinta (pressione) sismica del terreno

k_h : coefficiente sismico orizzontale = $\beta_m \times S_s \times S_T \times a_g/g$

β_m : coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa (considerato pari a 1,00 per le pareti che non sono in grado di subire spostamenti); $\beta_m = 1$

S_s : coefficiente stratigrafico = 1

S_T : coefficiente di amplificazione topografica = 1

a_g/g : accelerazione orizzontale massima al sito (SLV) a_g/g

γ_t : peso specifico del terreno = 1.800 daN/m³

h : altezza del paramento verticale

e quindi pari a $\Delta\sigma_t = a_g/g \times 1.800 \times h$ daN/m².

- Sovraspinte sismiche della falda idrica

Per quanto riguarda la sovraspinta sismica dell’acqua di falda sulle pareti, si è adottata una formulazione basata sulla teoria idrodinamica di Westergaard, che prevede un andamento parabolico dell’incremento di pressione idrostatica.

Si osservi che questa formulazione è stata utilizzata in quanto, nel caso di studio, risultano verificate le ipotesi di falda libera, condizione che si verifica solo se l’acqua è presente da sola, oppure se la permeabilità del terreno è sufficientemente elevata da poter considerare una analisi disaccoppiata di un mezzo bifase solido-liquido; questo significa considerare la spinta del terreno (parte solida) in tensioni efficaci, e sovrapporgli le spinte date dall’acqua (parte liquida), sia essa idrostatica che idrodinamica.

Secondo la teoria di Westergaard, la pressione può essere espressa in ogni punto, misurato a partire dalla sua profondità y dal pelo libero della falda (vedi la fig. 6.1 riportata nel seguito), attraverso l’equazione:

$$\Delta\sigma_{h,w} = 7/8 \times \gamma_w \times k_h \times (H_w \cdot y)^{0.5}$$

dove:

γ_w = peso specifico dell’acqua;

k_h = coefficiente sismico orizzontale calcolato in precedenza;

H_w = spessore interessato dalla spinta dell’acqua;

y = profondità dal pelo libero.

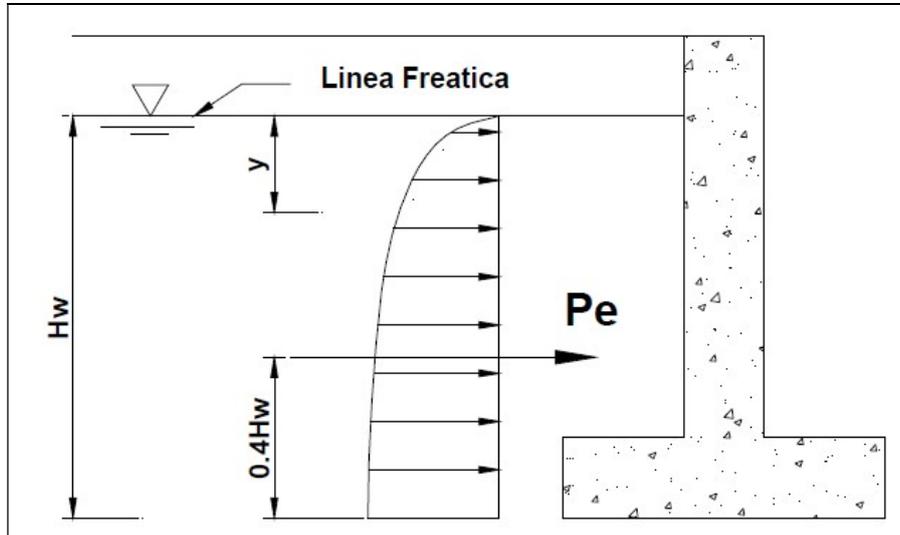


Fig. 6.1 – Modello di Westergaard per il calcolo della sovraspinta sismica della falda

Tale equazione, integrata sull’intero spessore con le condizioni al contorno agenti ($p=0$ per $y=0$), restituisce l’espressione della spinta risultante, nota in letteratura come:

$$\Delta P_{wE} = 7/12 \times \gamma_w \times H_w^2 \times k_h.$$

La linea di azione di tale risultante dista $0.4 H_w$ dalla base dello spessore considerato. Inoltre, trattandosi di una distribuzione parabolica, essa ha la proprietà di avere la risultante sempre a distanza $0.6 y$, per qualsiasi profondità, e quindi a 0.4 volte h_w rispetto al basso.

Tale spinta è stata applicata nel modello sotto forma di un trapezio di pressione equivalente, sia per posizione che per valore, alla risultante idrodinamica P_{wE} . La condizione si raggiunge con un trapezio le cui basi minore e maggiore valgono:

$$b = 0.2 * C \quad e \quad B = 0.8 * C - (\text{con } C = 7/6 \times \gamma_w \times k_h \times H_w = 0,805 \times H_w).$$

7. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE

Una volta individuate le azioni in gioco e terminato un primo predimensionato delle strutture in progetto (ricorrendo all’esperienza, all’osservazione di opere simili già in esercizio o a semplici calcoli di massima), per ciascuna di esse si è creato (con apposito programma strutturale) il modello necessario ad elaborare l’analisi strutturale completa (di tipo elastico lineare) utilizzando la metodologia f.e.m. svolta dal solutore tridimensionale agli elementi finiti di tipo SAP interno al software stesso.

Per lo studio sismico si è proceduto ad un’analisi lineare dinamica con spettro di risposta, mentre i calcoli (e le relative verifiche) sono stati condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite previsti dalla norma vigente; in particolare sono stati studiati gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite d’esercizio SLE (in condizione statica) e gli stati limite di vita SLV, gli stati limite di danno SLD e di operatività SLO (in condizione dinamica).

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

Si riporta uno stralcio sintetico del DM08 (cap.2) contenente una indicazione sulle combinazioni di carichi da considerare e sui coefficienti parziali da utilizzare al loro interno:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qj}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l’intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nei tabulati di calcolo allegati al progetto sono riportate tutte le combinazioni e i coefficienti utilizzati.

Una volta terminata l’analisi strutturale, sono state svolte le principali verifiche per tutti gli elementi portanti (platee e pareti) con particolare attenzione, nel caso di opere in c.a., alla verifica allo Stato limite d’esercizio per fessurazione.

Si è infine proceduto al calcolo delle armature necessarie e sono state prodotte le relative tavole grafiche riportando le armature principali della struttura demandando alla progettazione esecutiva la definizione di tutte quelle armature di rinforzo atte a risolvere problematiche localizzate (in corrispondenza di fori, di particolari picchi di tensione e sollecitazione, ecc..). Tutte le verifiche puntuali sono state riportate sinteticamente nei tabulati di calcolo allegati al progetto.

8. DESCRIZIONE SOFTWARE DI CALCOLO E HARDWARE UTILIZZATI

8.1 Descrizione del software: SISMICAD (versione 12.16)

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto.

Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: Sismicad 12.16

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: INFOTIME del Dr. Liso Vito - Via Virgilio, 171 - Triggiano (BA)

Versione: 12.16

Identificatore licenza: SW-5992918

Intestatario della licenza: ACQUEDOTTO PUGLIESE SPA VIA COGNETTI, 36 BARI

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di

collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita.

I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse.

Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive.

L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio.

Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri

per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.

- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.
- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale.
- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.
- i plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;
- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidzze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.
- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.
- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.
- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere

parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.

- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

CONVENZIONI RELATIVE ALLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

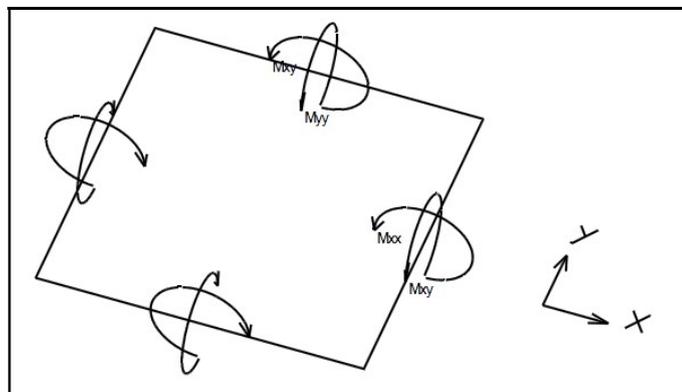
Con riferimento agli elementi piastra (platee, pareti, ecc..) e agli elementi asta (pilastri e travi), nel seguito si riportano le convenzioni adottate dal software di calcolo per individuare il sistema degli assi di riferimento locale e le caratteristiche della sollecitazioni (Forze e Momenti).

- *ELEMENTI PIASTRA*

Le sollecitazioni, ed i relativi segni, sono definite in base alla giacitura della piastra.

1) Piastre non verticali (platee o piastre oblique)

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell’elemento, asse x e y contenuti nel piano dell’elemento e terzo asse (z) ortogonale al piano dell’elemento a formare una terna destrorsa. In particolare l’asse x ha proiezione in pianta parallela ed equiversa all’asse globale X. Nel caso di piastre orizzontali (caso più comune) gli assi x, y e z locali all’elemento sono paralleli ed equiversi agli assi X, Y e Z globali. In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .



Si definiscono:

M_{xx} : momento flettente [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

M_{yy} : momento flettente [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] agente sul bordo di normale y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

M_{xy} : momento torcente [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

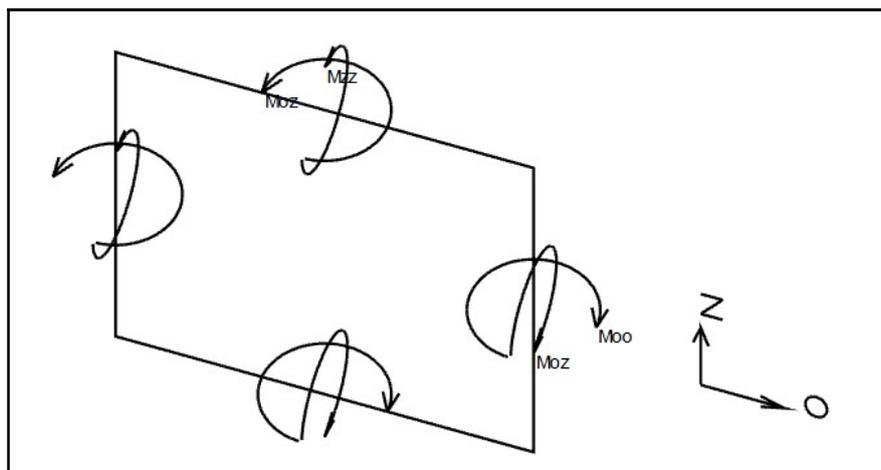
2) Piastre verticali (pareti)

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell’elemento, asse O (ascisse) e z (ordinate) contenuti nel piano dell’elemento e terzo asse ortogonale al piano dell’elemento a formare una terna destrorsa.

In particolare

- l’asse O è orizzontale e concorde all’asse X globale o concorde a Y globale se l’insieme di shell è in un piano parallelo a $Y-Z$ globali;
- l’asse z parallelo ed equiverso con l’asse Z globale.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell verticale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{oo} , M_{zz} , M_{oz} .



M_{oo} : momento flettente distribuito [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] applicato al bordo di normale parallela all’asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre dalla parte

del semiasse negativo del terzo asse);

Mzz: momento flettente distribuito [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] applicato al bordo di normale parallela all’asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre dalla parte del semiasse negativo del terzo asse);

Moz: momento “torcente” distribuito [$\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

- ELEMENTI ASTA

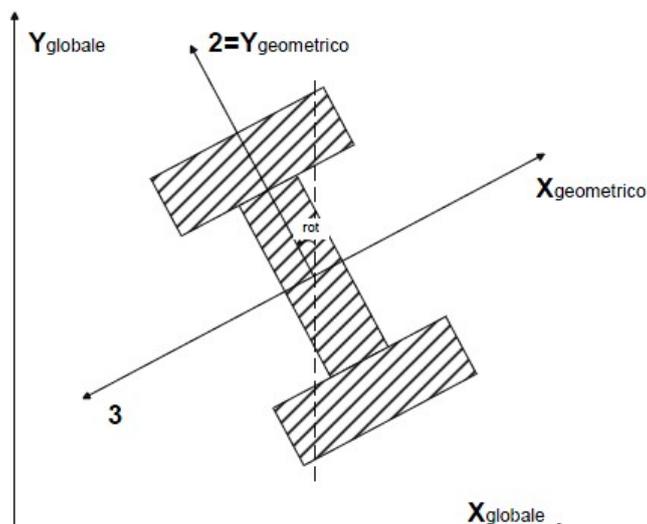
Il sistema degli assi locali dei pilastri e delle travi è definito dal software di calcolo distinguendo tre diverse categorie, a seconda che siano originate da:

- pilastri e colonne in c.a. o in acciaio;
- travi in acciaio di piano (o di falda o generiche);
- travi in c.a. di piano (o di falda o generiche).

Il sistema locale dell’asta, indicato con 1 (rosso) - 2 (verde) - 3 (blu), non sempre coincide con gli assi principali della sezione e rispetta la regola della mano destra.

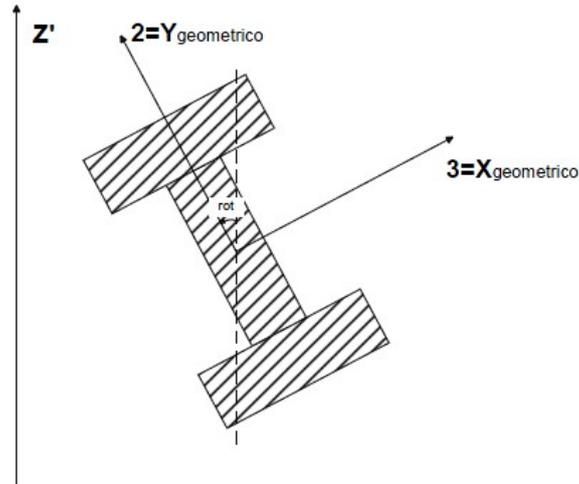
1) Pilastri e colonne

Per quanto riguarda i pilastri e colonne in c.a. o in acciaio, nella figura si considera l’asse 1 uscente dal foglio (l’osservatore guarda in direzione opposta a quella dell’asse 1):

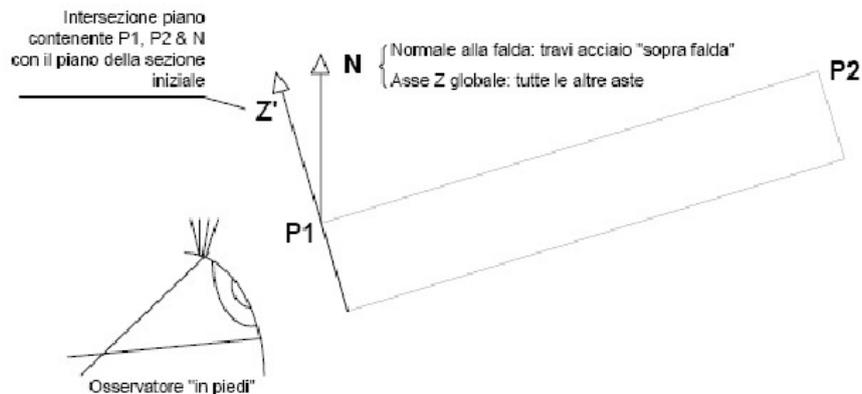


2) Travi in acciaio di piano (o di falda o generiche)

Per quanto riguarda le travi in acciaio di piano (o di falda o generiche), nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1):



L'asse Z' è illustrato nella figura seguente dove: P1 è il punto di inserimento iniziale dell'asta, P2 è il punto di inserimento finale dell'asta, N è la normale al piano o falda di inserimento:

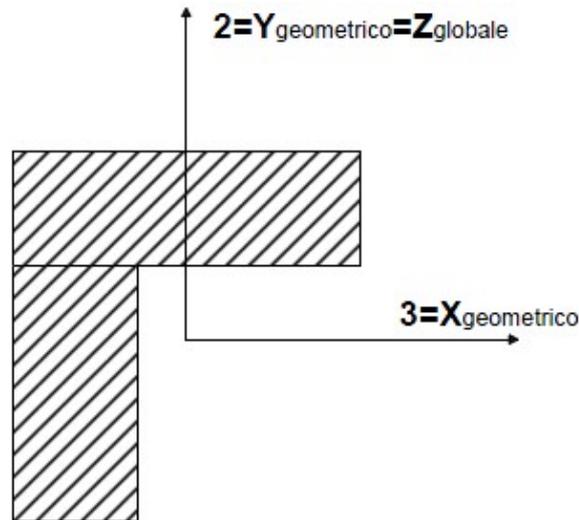


Z' è quindi l'intersezione tra il piano passante per P1, P2 contenente N e il piano della sezione iniziale dell'asta.

3) Travi in c.a. di piano (o di falda o generiche)

Per quanto riguarda le travi in c.a. di piano, nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1). L'asse 2 è sempre verticale e

quindi coincidente con l'asse Z globale nonché con l'asse y geometrico. L'asse 3 coincide con l'asse x geometrico.



I parametri di sollecitazione relativi alle aste possono quindi essere così definiti:

- F1 (N): sforzo normale nell'asta (positivo se di trazione);
- F2: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 2;
- F3: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 3;
- M1 (Mt): momento attorno all'asse locale 1; equivale al momento torcente;
- M2: momento attorno all'asse locale 2 (flettente nel piano verticale nel caso delle travi);
- M3: momento attorno all'asse locale 3;

La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente: presa un'asta con nodo iniziale i e nodo finale f, asse 1 che va da i a f, assi 2 e 3, presi secondo le regole relative al sistema locale (già definite) sezionando l'asta in un punto e considerando la sezione sinistra del punto in cui si è effettuato il taglio (sezione da cui esce il versore asse 1), i parametri di sollecitazione sono positivi se hanno verso e direzione concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta 1,2,3 (per i momenti si adotta la regola della mano destra).

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e

taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione.

I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione; per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi.

Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8.

I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro.

Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile.

Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo al DM18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

8.2 Descrizione dell’hardware

L’hardware aziendale (AQP s.r.l.) utilizzato è il seguente:

Processore Intel(R) Xeon(R)

CPU ES-1620

@ 3.70GHz

RAM: 32GB