

APPALTO INTEGRATO PER LA PROGETTAZIONE E LA REALIZZAZIONE

R.T.I.



R.T.P.



Legale rappresentante:
dott. ing. Francesco Viero



Legale rappresentante:
dott. ing. Gianfranco Marchi



Legale rappresentante
dott. ing. Roberto Tassinari

Responsabile generale
della progettazione:
dott. ing. Guido Zanovello



Responsabile delle
integrazioni specialistiche:
dott. ing. Fabrizio Parboni Arquati



Responsabile della
progettazione strutturale:
dott. ing. Francesco Viero



Co-responsabile della
progettazione strutturale:
dott. ing. Roberto Tassinari



Responsabile della
progettazione geotecnica:
dott. ing. Gianfranco Marchi



Relazione studi ed attività
inerenti la geologia:
dott. geol. Gianluca Benedetti



PROGETTO ESECUTIVO

3	04/08/2016	CMC	CMC - M.B.	L.Z.	Revisione
2	06/07/2016	CMC	CMC - M.B.	L.Z.	Revisione
1	20/04/2016	CMC	CMC - M.B.	L.Z.	Emissione Prog. Esec.
REV.	DATA (DATE)	REDATTO (DRWN)	CONTROL. (CHK'D)	APPROVATO (APPR'D)	DESCRIZIONE (DESCRIPTION)

FUNZIONE O SERVIZIO (DEPARTMENT)

INGEGNERIA ACQUA

PROGETTAZIONE IMPIANTI ACQUA

DENOMINAZIONE IMPIANTO O LAVORO (PLANT OR PROJECT DESCRIPTION)

PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA

IDENTIFICATIVO IMPIANTO (PLANT IDENTIFIER)	WBS R.2150.11.03.00065	CODICE CUP (CUP CODE) H97H14000700005
	CODICE DOCUMENTO (CODE) C00RC01	N° COMMESSA (JOB N.) 11300273776
	ID DOCUMENTO (DOCUMENT ID)	NOME FILE (FILE NAME) C00RC01_REL_TEC_STRUTTURE

GRUPPO HERA

HERA S.p.A.
Holding Energia Risorse Ambiente
Viale Carlo Berti Pichat 2/4 40127 Bologna
tel. 051.287.111 fax 051.287.525
www.gruppohera.it

DENOMINAZIONE DOCUMENTO (DOCUMENT DESCRIPTION) RELAZIONE GENERALE OPERE STRUTTURALI		
SCALA (SCALE) --	N° FOGLIO (SHEET N°) 1	DI (LAST) 41

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	2	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

INDICE

1	OGGETTO E SCOPO	3
2	CONTENUTI DELLA DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE CON RIFERIMENTO ALLA LEGGE REGIONALE 1373/2011	4
3	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE STRUTTURALE PROPOSTA.....	5
4	VOLUMI DI INVASO	12
5	IPOTESI DI CALCOLO	15
5.1	MODELLO E PARAMETRI GEOTECNICI	15
5.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	16
5.3	CARICHI.....	17
6	MODELLI DI CALCOLO	19
6.1	STRUTTURE DI CONTENIMENTO.....	19
6.2	EFFETTI SU EDIFICI ADIACENTI.....	22
7	SINTESI DELLE VERIFICHE VASCHE	24
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	24
7.1.1	capacita' portante	24
7.1.2	resistenza al piede delle paratie	30
7.1.3	stabilita' del fondo scavo	31
7.1.4	sollevamento del fondo scavo	34
7.1.5	sifonamento	35
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI	37
7.3	EFFETTI INDOTTI SU STRUTTURE ED AREE ADIACENTI.....	38

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	3	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

1 OGGETTO E SCOPO

La presente relazione è redatta dagli scriventi nell'ambito del progetto esecutivo dei volumi di accumulo dei reflui presso la sezione di chiusura del bacino Ausa, a salvaguardia della balneazione, comprese le relative opere elettromeccaniche e realizzazione delle opere di sistemazione architettonica e paesaggistica di Piazzale Kennedy a Rimini (CIG 6281189921 – CUP H97H14000700005).

Il contenuto della presente relazione tecnica generale consiste in:

- descrizione dettagliata della soluzione strutturale proposta;
- puntuale evidenza delle ipotesi assunte nel calcolo ed in particolare:
 - ✓ modello e parametri geotecnici con evidenza dei criteri adottati per la loro definizione;
 - ✓ caratteristiche dei materiali;
 - ✓ entità dei carichi assunti
- descrizione dei modelli e criteri di calcolo adottati;
- sintesi delle seguenti verifiche strutturali e geotecniche:
 - ✓ Stabilità del fondo scavo in fase transitoria;
 - ✓ Verifica sollevamento dell'opera nelle principali fasi di lavoro e nella configurazione finale;
 - ✓ Verifica di capacità portante delle fondazioni (per singolo elemento e in gruppo)
 - ✓ Verifiche di resistenza e stabilità delle opere di sostegno e di contrasto nelle varie fasi di lavoro e nella configurazione finale;
- effetti indotti sulle strutture ed aree adiacenti. La stima dei cedimenti è stata sviluppata mediante modelli di calcolo di comprovata affidabilità. Gli esiti evidenziano dei valori di cedimenti non superiori a quelli ottenuti nel progetto di appalto secondo la classifica qualitativa stabilita da Burland e Wroth (1975) ed utilizzata da Boscardin e Cording (1989) in analogia a quanto sviluppato nel progetto d'appalto (si veda elaborato C00RC07 Verifiche ad elementi finiti - Interazione terreno strutture, par. 5).

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	4	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

2 CONTENUTI DELLA DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE CON RIFERIMENTO ALLA LEGGE REGIONALE 1373/2011

Sono di seguito riportati le relazioni necessarie ai fini della verifica di completezza dell'istanza per il rilascio dell'autorizzazione sismica, ai sensi della legge regionale dell'Emilia Romagna n.1373/2011 (in particolare dell'allegato B) ed i loro principali contenuti.

- Relazioni di calcolo strutturale:

C00RC05 - Relazione di calcolo delle strutture

- azioni agenti sulle strutture
- modellazione strutturale
- verifiche SLU/SLV e SLE di tutti gli elementi strutturali

C00RC06 - Relazione di calcolo delle fondazioni

- azioni agenti sulle strutture di fondazione
- parametri geotecnici adottati nel calcolo
- modellazione geotecnica
- calcolo delle sollecitazioni interne negli elementi di fondazione
- verifiche geotecniche

C00RC07 – Verifiche elementi finiti – interazione terreno strutture

- valutazioni degli spostamenti dell'opera
- valutazione degli effetti dello scavo sugli edifici adiacenti
- valutazione del moto di filtrazione sotto la platea di fondazione delle vasche

- *C00RC03 – Relazione sui materiali*

- *C00RC09 – Piano di manutenzione delle strutture*

- Relazioni specialistiche sui risultati sperimentali

C00RN01 – Indagini geognostiche

C00RN02 - Elaborazioni indagini geognostiche e idrogeologiche

C00RL01 – Relazione geologica e idrogeologica

- analisi geologia, stratigrafia e litologia
- idrogeologia e valutazione di permeabilità dei terreni
- pericolosità sismica dell'area

C00RN07 – Risposta sismica locale

- prove geofisiche
- analisi di risposta sismica locale
- calcolo del potenziale di liquefazione dei terreni

C00RN05 – Relazione geotecnica

- elaborazione risultati prove geotecniche in situ e di laboratorio
- caratterizzazione stratigrafica
- caratterizzazione geotecnica

3 DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE STRUTTURALE PROPOSTA

La scelta delle opere di fondazione e di sostegno del terreno è stata effettuata con l'obiettivo di garantire la funzionalità dell'opera e ridurre i tempi di esecuzione ed i costi, mantenendo tuttavia i requisiti richiesti dal Cliente per tali opere con particolare attenzione a:

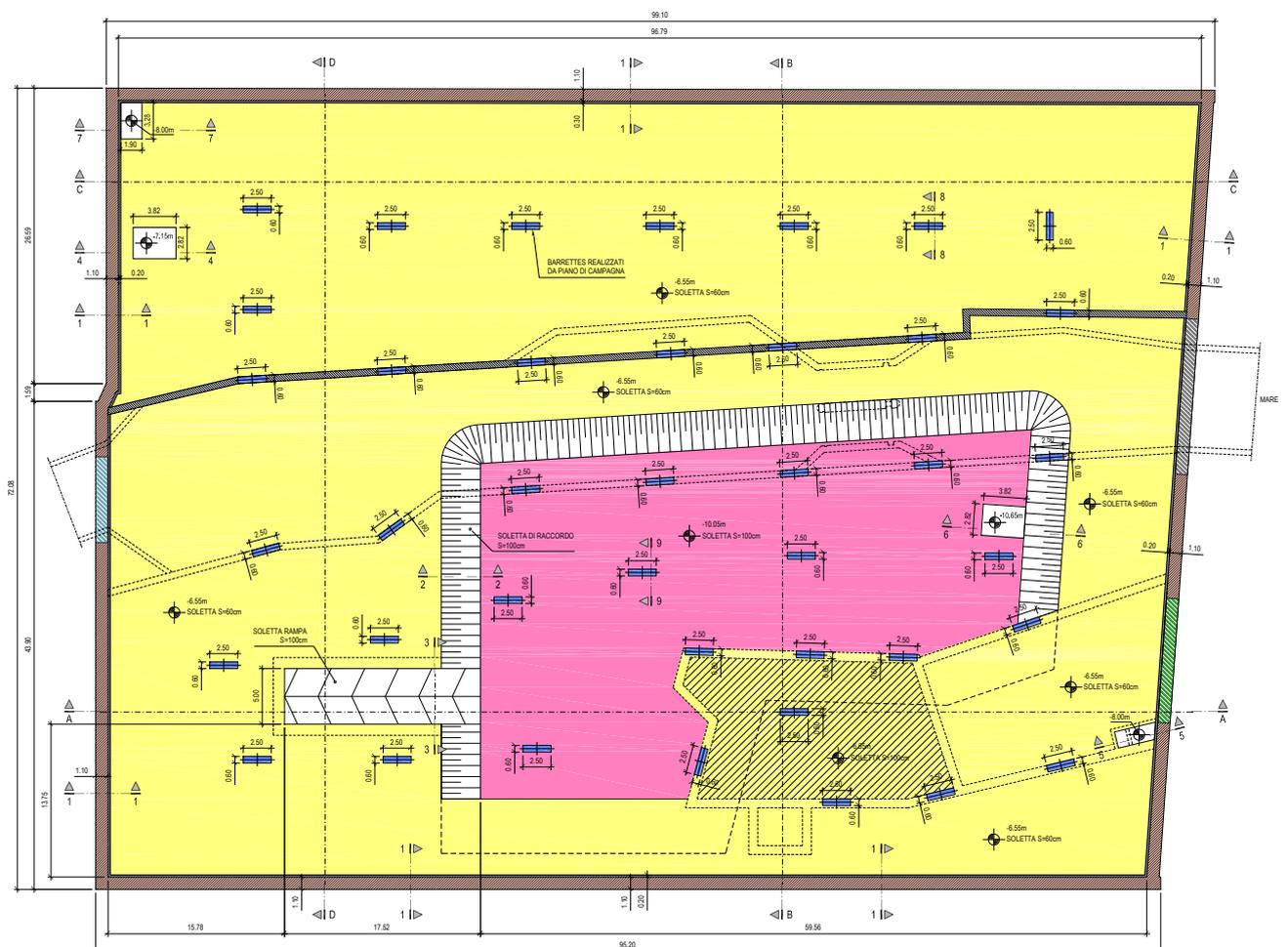
- i. Limitazione degli spostamenti orizzontali e verticali indotti nel terreno circostante l'opera, al fine di evitare effetti sulle strutture esistenti.
- ii. Assenza di effetti sensibili sul regime delle pressioni interstiziali (livelli di falda) nelle aree adiacenti ed in particolare nelle zona a monte dell'opera.

Rispetto al progetto originale di HERA, la soluzione adottata prevede che il livello di piede dei diaframmi rimanga al di sopra dello strato di ghiaia profonda (che si trova a circa 29 metri dall'attuale piano campagna), evitando ogni interferenza con la falda in pressione sottostante.

Per quanto riguarda il regime della falda freatica di superficie, le modellazioni eseguite in fase di progetto preliminare (si vengano allegati alla *Relazione geologica e idrogeologica*) dimostrano che l'interferenza indotta dalla presenza delle nuove opere, produce variazioni insignificanti sia in termini di flusso che di livello.

La tecnica di realizzazione "top-down", è stata mantenuta in modo da minimizzare le deformazioni delle opere di sostegno e quindi gli effetti sulle aree circostanti.

Figura 3.1 Pianta della vasca a livello delle fondazioni



	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	6	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

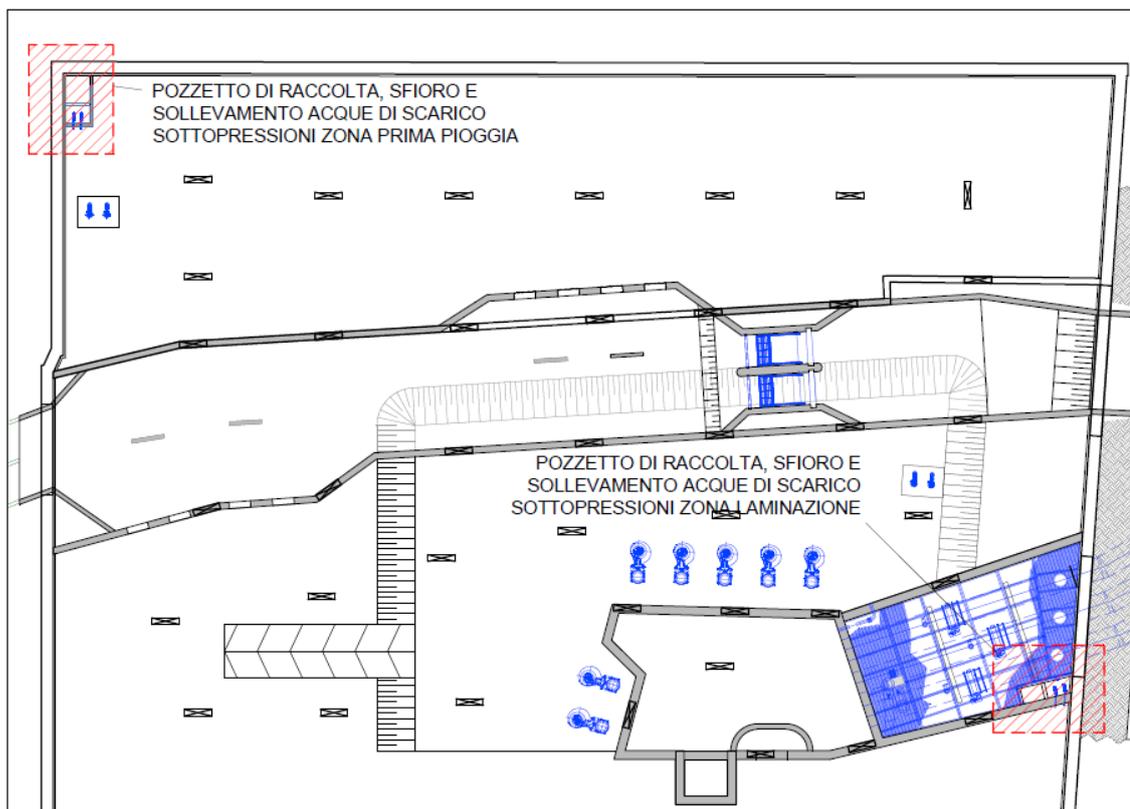
Le opere di sostegno, costituite da diaframmi in conglomerato cementizio gettato in opera, sono contrastate, in fase di scavo, dal solo solaio di copertura della vasca, oltre che dal terreno al piede delle paratie.

La base della vasca sarà delimitata da una platea: essa ha la funzione di opporsi alle sottospinte indotte dalla falda e trasferirle allo scheletro strutturale, impedendo l'insorgere di fenomeni di galleggiamento, sia in fase transitoria che finale,

Nello schema proposto tali sottospinte sono ridotte, rispetto a quelle corrispondenti al dislivello tra la falda freatica e la quota di intradosso della platea, alla luce del sistema di scarico delle sottopressioni, costituito dai seguenti elementi:

- rete drenante inferiore alla platea, ottenuta disponendo, entro lo spessore di 30cm in ghiaia ben costipata e rullata, adeguatamente protetta da geotessile con funzione di filtro, un reticolo di tubi drenanti microfessurati che convergono su 2 pozzetti di raccolta, sfioro e sollevamento delle acque drenate sottoplatea (vedi immagine seguente)

Figura 3.2 Pianta della vasca con ubicazione pozzetti di raccolta, sfioro e sollevamento delle acque drenate sottoplatea



- collegamento della rete drenante sottoplatea con l'interno dei suddetti pozzetti, per mezzo di tubo con uscita su pozzetto;
- monitoraggio del funzionamento del sistema di scarico delle sottopressioni e del livello piezometrico presente ad intradosso platea per mezzo di due tubi in acciaio inox con uscita nei locali in elevazione (con funzione quindi di piezometri).

Assicurando un equilibrato livello di pressione nel materasso permeabile si limitano quindi le sollecitazioni sulle strutture di fondazione.

Quando la pressione idrostatica supera l'altezza della soglia di sfioro del pozzetto di recapito, l'acqua viene scaricata in modo controllato all'interno delle vasche, consentendo di regolare la sottospinta

RELAZIONE TECNICA GENERALE

N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
11300273776		3	7	41

PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA

sulle strutture di fondazione ed il differenziale di pressione con l'esterno dei diaframmi.

Nel dettaglio, i pozzetti di raccolta, sfioro e sollevamento delle acque drenate dal sottoplatea risultano completamente separati ed indipendenti dai volumi di 1a pioggia e laminazione (vedasi elaborato grafico C03CD05). Essi hanno quindi la funzione di fissare in modo certo e costante il livello piezometrico sottoplatea ad un valore pari a -3.40m slm.

Per fare ciò tali pozzetti sono suddivisi in due comparti separati da una soglia di sfioro ubicata a quota -3,40m slm (il battente di sfioro è del tutto trascurabile dato che le portate attese non superano in ogni caso valori dell'ordine di 2,5 m³/s (circa 0,03 l/s) per l'intera rete drenante sottoplatea. Le portate sfiorate vengono coltate nel secondo comparto nel quale si prevede di installare una coppia di elettropompe (1+1R) da circa 13 l/s, in grado di sollevare i volumi sfiorati e scaricarli attraverso tubazioni in acciaio inox all'interno delle vasche di prima pioggia e laminazione.

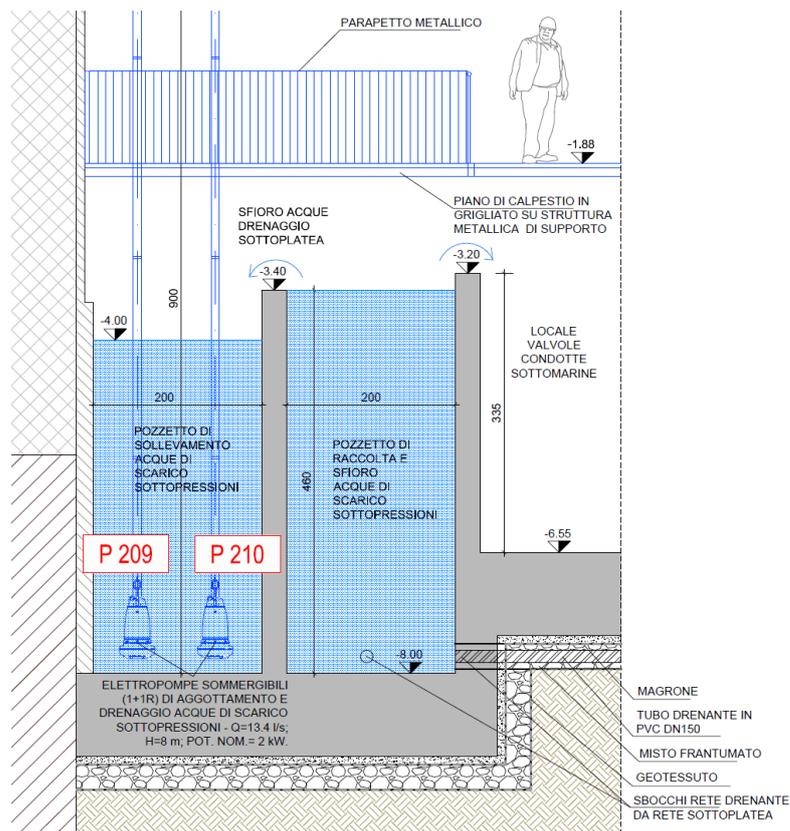
I gruppi di pompaggio adibiti allo svuotamento delle vasche invieranno definitivamente i volumi drenati a depurazione. Date le portate di progetto di impianti di sollevamento destinati allo svuotamento delle vasche, la portata recapitata dai pozzetti di sfioro verrà smaltita nel giro di pochi secondi.

Le tubazioni di scarico vengono fatte salire sino alla quota di estradosso del solaio (+1,60) in modo da evitare in ogni caso la possibilità che le acque invasate nelle vasche possano giungere ai pozzetti di drenaggio.

I livelli di regolazione delle pompe potranno essere tarati in funzione dell'esatta entità delle portate drenate, al fine di ottimizzare il numero di attacchi e stacchi delle pompe. Verosimilmente tali livelli si potranno aggirare attorno a valori fra -4,00 m slm (attacco pompe) -4,50 (stacco pompe) con un conseguente numero di attacchi stacchi dell'ordine di 2 al giorno.

I pozzetti di drenaggio saranno dotati di appositi misuratori di livello in grado di monitorare costantemente i valori idrici al loro interno.

Figura 3.3 Pozzetto di raccolta, sfioro e sollevamento delle acque drenate sottoplatea



	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	8	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

In caso di malfunzionamento di entrambi gli impianti di pompaggio suddetti l'intero sistema è dotato di una soglia di sfioro di emergenza ubicata nel pozzetto all'interno del locale valvole che garantisce che in ogni caso il livello piezometrico sottoplatea non possa salire sopra a quota -3,20 m slm. Tale soglia di emergenza, in caso di non funzionamento di entrambi gli impianti di pompaggio, scarica le portate drenate nel locale valvole il quale ha un volume (circa 1'000 m³) tale da garantire diversi mesi di autonomia prima che si esaurisca la sua capacità.

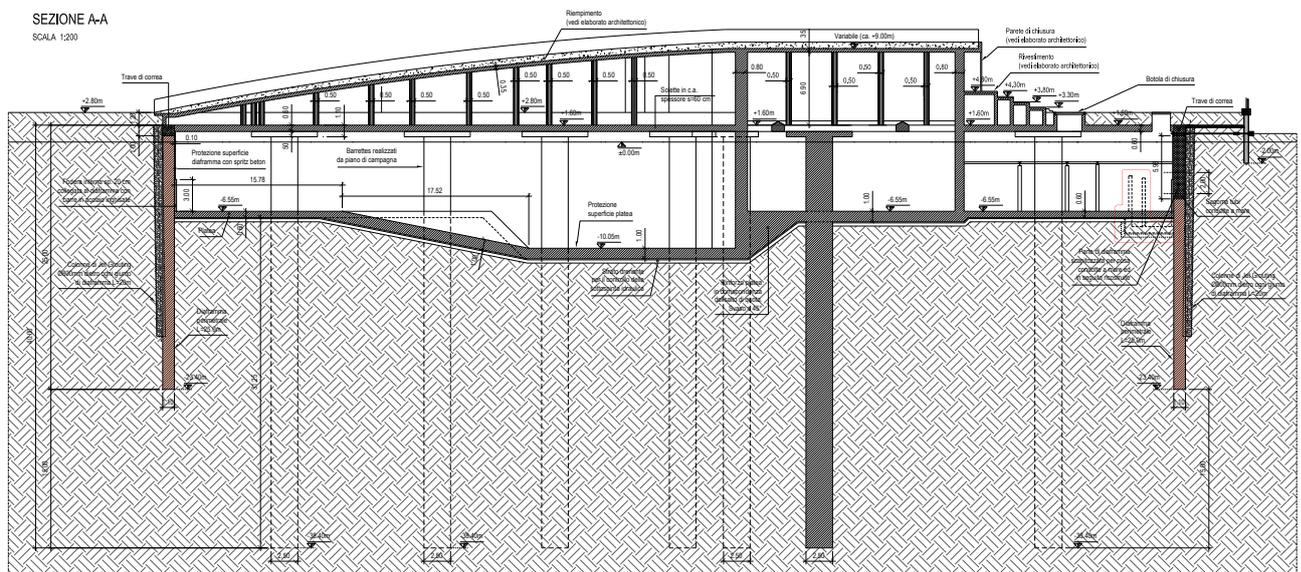
Da un calcolo di filtrazione in condizioni di flusso stazionario condotto con il software Plaxis 2015, considerando permeabilità di un ordine di grandezza superiore a quelle ottenute sulla base delle indagini geologiche, si ottengono portate in efflusso pari a 1.8mc/giorno.

Il regime piezometrico nello strato drenante situato sotto la platea potrà essere monitorato costantemente grazie alla presenza di due tubi di ispezione con uscita all'interno delle strutture fuori terra.

La risultante della sottospinta agente sulla platea è completamente bilanciata, ad opera completata, dal peso proprio delle strutture, gravante sui sostegni verticali e sui diaframmi perimetrali. In fase transitoria invece, il rischio di sollevamento in blocco del fondo scavo è scongiurato avendo previsto di effettuare lo scavo della vasca in due fasi:

- 1-nella prima fase lo scavo viene realizzato fino ad intradosso della platea a quota -7.25m slm, in modo tale che il peso del terreno possa bilanciare la sottospinta;
- 2-lo scavo della zona ribassata centrale alla quota -11.15m slm viene effettuato solo dopo aver realizzato la platea nella fascia perimetrale, efficacemente collegata agli elementi verticali, in grado quindi di trasmettere ad essi le forze dovute alla sottospinta idraulica.

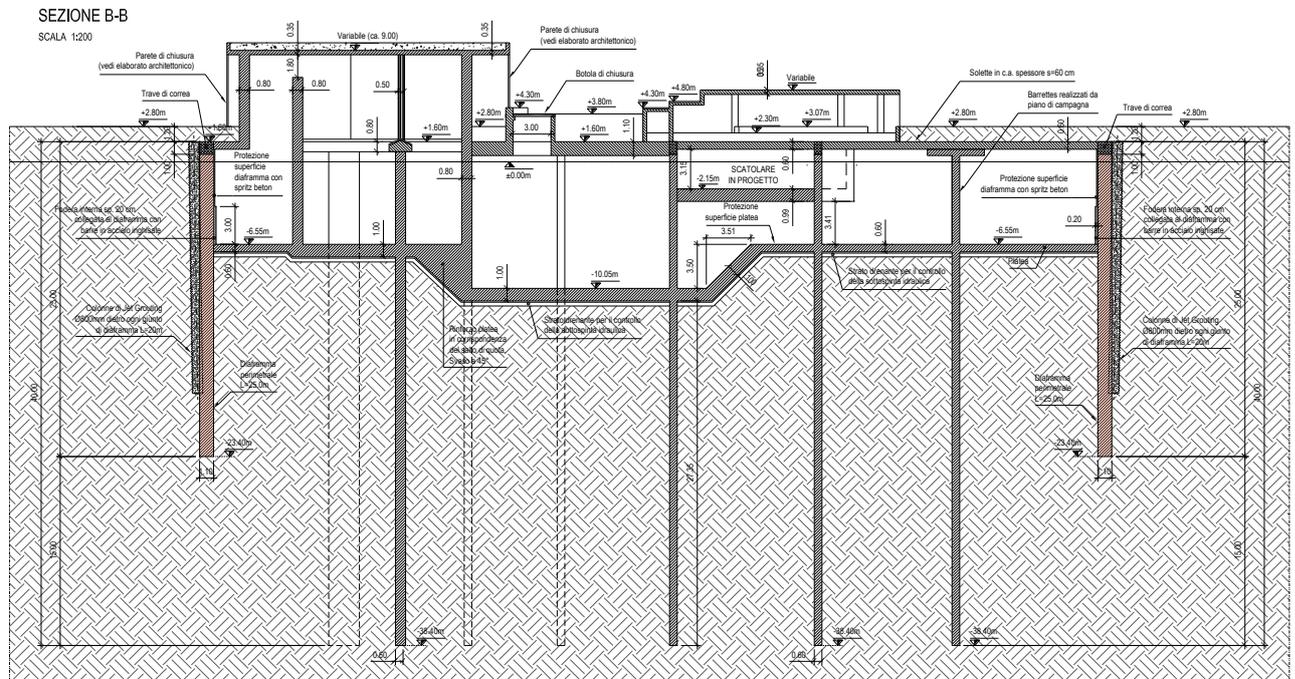
Figura 3.4 Sezione A-A



Inoltre, nel transitorio di scavo, il peso del solaio di copertura agente come contrasto per le paratie, e dei sovraccarichi che insisteranno su di esso, è trasferito al terreno da diaframmi isolati (*barrettes*), oltre che dagli stessi diaframmi perimetrali.

Tutti i diaframmi saranno realizzati dal piano di lavoro posto ad una quota prossima all'estradosso della copertura della vasca (+1.60 m slm). Le porzioni di *barrette* al di sopra del fondo scavo costituiranno i sostegni verticali interni (pilastri) del solaio di copertura e di altre opere interne alle vasche (torrino di spinta).

Figura 3.5 Sezione B-B



Fatta eccezione per i punti di scarico delle pressioni neutre, la vasca dovrà presentare ovunque caratteristiche di impermeabilità. A tal fine il progetto è stato impostato considerando una struttura interna impermeabile costituita da:

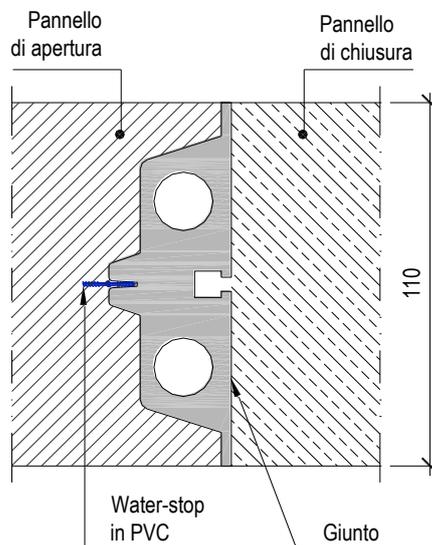
- Diaframmi perimetrali, solette e pareti torrino e “vasca asciutta” (locale attraversato dalle condotte che vanno a mare);
- Platea di fondazione.

Il sistema di impermeabilizzazione è costituito da calcestruzzo additivato con impermeabilizzante “di massa”, sia per i diaframmi perimetrali che per la platea di fondazione.

Sui giunti dei diaframmi è prevista una sigillatura realizzata mediante water stop in PVC e colonne in jet grouting a tergo del diaframma, fino ad una profondità di 20m, tale da coprire l'intero acquifero situato nella sabbia superiore.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	10	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Figura 3.6 Particolare giunto maschio-femmina tra pannelli di diaframma



Qualora, durante lo scavo della vasca, emergessero carenze nell'esecuzione del sistema di impermeabilizzazione tali da condurre a venute di acqua, si procederà tempestivamente a sigillare le fessure o i giunti mediante iniezioni di malta a presa rapida ed a ritiro compensato.

Inoltre, per evitare, anche in condizioni eccezionali e di lungo termine, l'ingresso di acqua nei volumi di accumulo, si realizzerà un sistema di drenaggio, collettamento, raccolta e scarico delle acque di falda, mediante materassini tipo Tencate 740-12 o equivalente, disposto a fianco dei diaframmi perimetrali e connesso ad una rete di tubi in PVC che scaricano entro il locale asciutto attraversato dalle condotte a mare.

La fodera interna ha peraltro anche la funzione di evitare al calcestruzzo dei diaframmi, una classe di esposizione XA3, con ovvie conseguenze sul dimensionamento.

Tale fodera sarà rivestita internamente da malta osmotica con funzione di impermeabilizzante.

Per le restanti superfici in calcestruzzo a contatto con le acque o le condense (*barrettes* e intradosso soletta di copertura) si è adottata una protezione costituita da un trattamento superficiale.

Tutte le riprese di getto saranno presidiate da un sistema di intercettazione delle acque (water-stop).

All'estradosso delle vasche sono previste strutture di copertura di locali tecnici, necessari al funzionamento degli impianti. Si tratta di strutture in conglomerato cementizio armato costituiti da pilastri, setti e solette di copertura.

Per quanto riguarda la ricostruzione del muro di sostegno del lungomare, si è optato per una soluzione con palancole metalliche vincolate da un tirante in acciaio. Ai soli fini di garantire la stabilità di tali palancole in caso di liquefazione, saranno disposti elementi discreti profondi, con funzione di fondazioni profonde, e puntoni in calcestruzzo a tergo dello stesso muro..

RELAZIONE TECNICA GENERALE

N° COMMESSA (JOB N°)
11300273776

ID DOC. (DOC. ID)

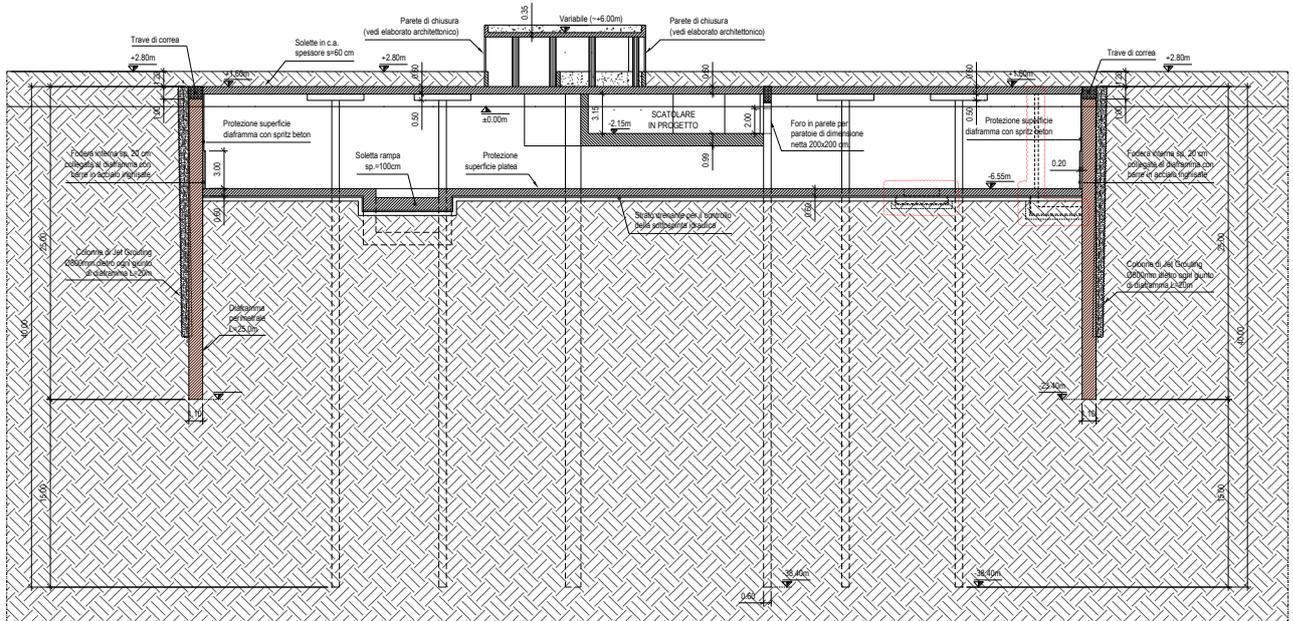
REV.
3

N° FG. (SH. N.)
11

DI (LAST)
41

PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA

Figura 3.7 Sezione D-D

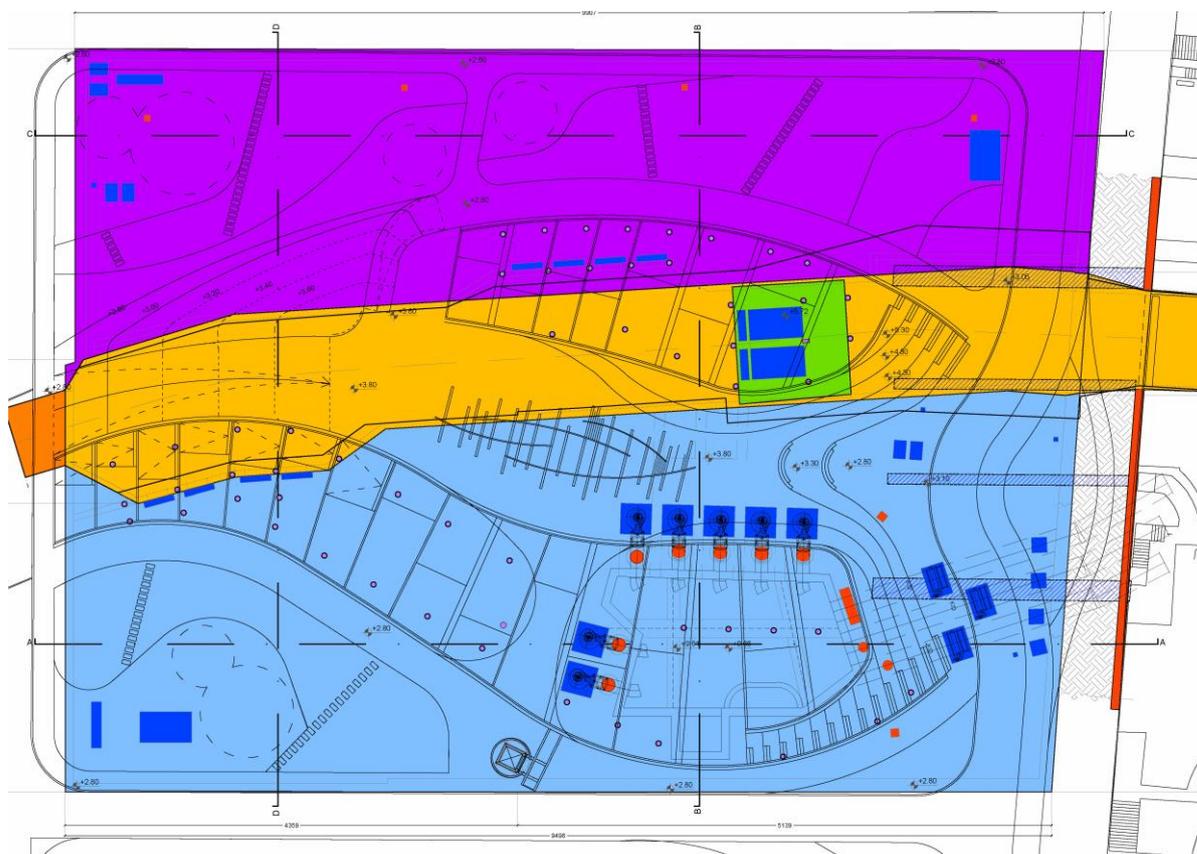


4 VOLUMI DI INVASO

Mantenendo inalterati gli allineamenti dei lati nord, est, sud ed ovest, l'accorpamento delle due vasche in un unico invaso ha consentito di eliminare le due paratie "interne" adiacenti il canale Ausa, con evidente risparmio e riduzione dei tempi esecutivi.

In questo modo inoltre si è sfruttato il volume sottostante il canale Ausa, con incremento del volume di invaso complessivo, che passa da 35'646mc a **39'340mc** (+10% circa). In particolare il volume della vasca di prima pioggia passa da 13'696mc a 14'067mc (+2.5% circa), mentre il volume della vasca di laminazione passa da 21'950mc a 25'272mc (+15% circa).

Figura 4.1 Disegno di insieme della vasca



La soluzione strutturale offerta garantisce un importante aumento della volumetria utile complessiva delle vasche.

Il volume d'invaso "lordo" della vasca di prima pioggia (con un livello idrico in vasca coincidente con la quota di sommità dello scatolare Ausa esistente) è di circa 14'387 mc mentre quello "utile" (pari a quello "lordo" al netto del volume delle strutture in c.a. interne), è di circa **14'067 mc**.

Il volume d'invaso "lordo" della vasca di laminazione (con un livello idrico in vasca coincidente con la quota di sommità dello scatolare Ausa esistente) è di circa 33'708 mc mentre quello "utile" (pari a quello "lordo" al netto del volume delle strutture in c.a. interne), è di circa **25'272 mc**.

Il volume d'invaso utile complessivo, somma dei volumi delle due vasche in oggetto, risulta quindi pari a circa **39'340 m³**.

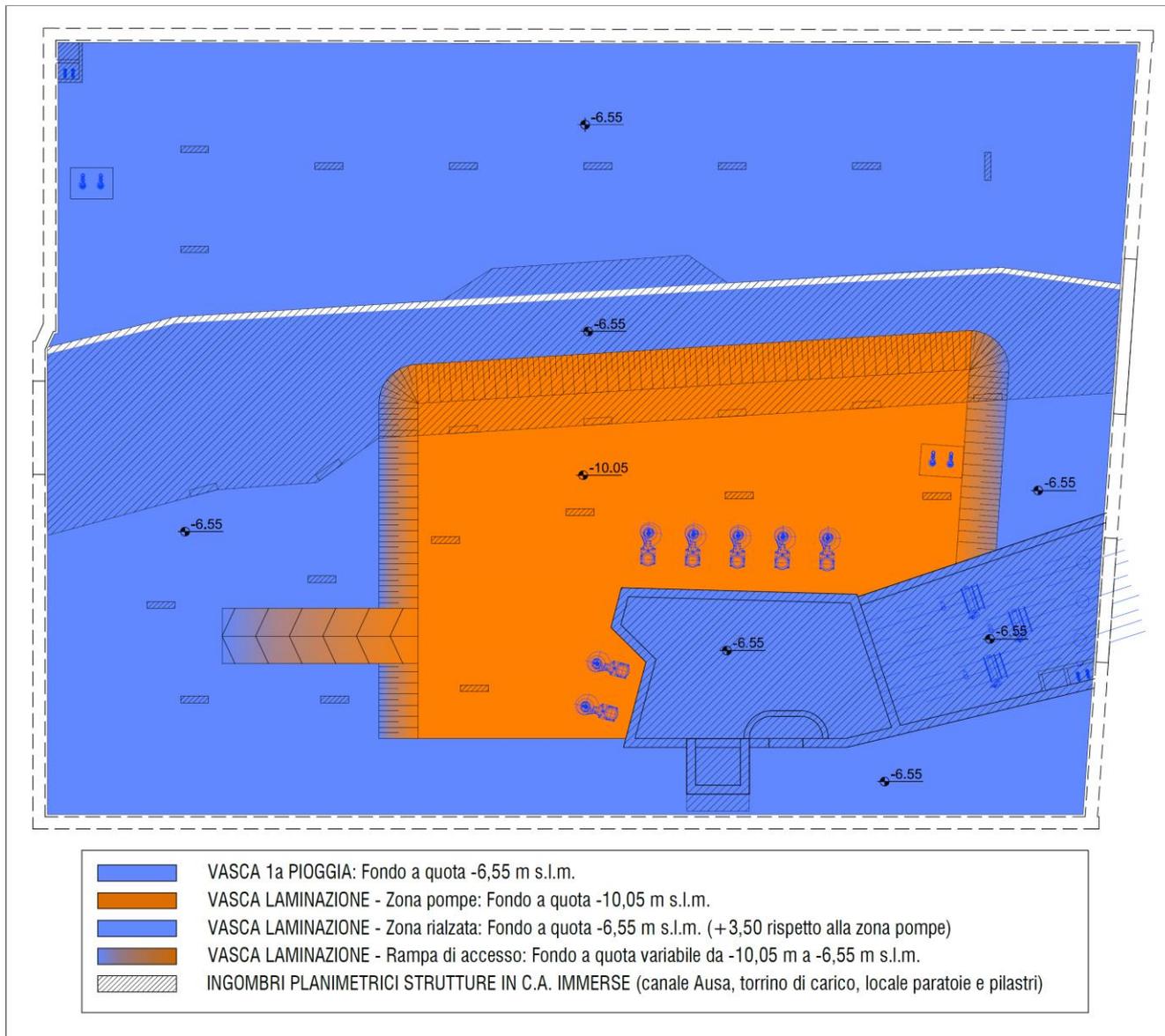
A seguire si riporta lo schema plano-altimetrico delle opere di progetto, con allegata tabella giustificativa dei relativi volumi d'invaso.

RELAZIONE TECNICA GENERALE

N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
11300273776		3	13	41

PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA

Figura 4.2 Schema plano-altimetrico vasche d'invaso di prima pioggia e laminazione



	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	14	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Tabella 4.1 Calcolo dei volumi d'invaso vasca di prima pioggia e vasca di laminazione

COMPARTO VASCA	VOLUMI D'INVASO LORDI					VOLUMI STRUTTURE IN C.A. INTERNE IMMERSSE (DA DETRARRE)					VOLUMI D'INVASO UTILI (m³)
	Superfici interne fondi vasche (m²)	Quote fondi vasche (m s.l.m.)	Quota livello idrico a vasca piena (*) (m s.l.m.)	Tiranti in vasca (m)	VOLUMI D'INVASO LORDI (m³)	volume elementi verticali (m³)	volume canale Ausa (m³)	volume torrino di carico (m³)	volume locale valvole (m³)	VOLUMI IMMERSI TOTALI A DETRARRE (m³)	
colonna:	[A]	[B]	[C]	[D] = [C]-[B]	[E] = [A]X[D]	[F]	[G]	[H]	[I]	[L] = [F]+[G]+[H]+[I]	[M] = [E]-[L]
VASCA 1a PIOGGIA	2 157	6.55	0.12	6.67	14 387.2	80.0	186.4	-	53.4	319.8	14 067.4
VASCA LAMINAZIONE - ZONA POMPE	1 305	10.05	0.12	10.17	13 271.9	119.6	4 087.5	-	-	4 207.1	9 064.7
VASCA LAMINAZIONE - ZONA RIALZATA	2 954	6.55	0.12	6.67	19 699.8	46.9	-	2 387.9	1 794.2	4 229.0	15 470.9
VASCA LAMINAZIONE - ZONA RAMPA	88	8.30	0.12	8.42	736.8	-	-	-	-	-	736.8
TOTALI:	6 503				48 095.6					8 755.9	39 339.8

(*) La quota del livello idrico di riferimento per il calcolo dei volumi d'invaso (vasca piena) è assunta pari alla quota dell'intradosso superiore del canale Ausa esistente, come indicato nella Relazione Idrraulica a base gara

La tabella seguente descrive quindi nel dettaglio il calcolo dei volumi occupati dalle parti immerse delle opere in C.A. interne alle vasche, detratti dai volumi lordi al fine di ricavare i volumi d'invaso utili.

Tabella 4.2 Dettaglio del calcolo dei volumi occupati dalle parti immerse delle opere in C.A. interne alle vasche

COMPARTO VASCA	DETTAGLIO CALCOLO VOLUMI STRUTTURE IN C.A. IMMERSSE (DA DETRARRE)														VOLUMI IMMERSI TOTALI DA DETRARRE (m³)		
	ELEMENTI VERTICALI (PILASTRI)						CANALE AUSA			TORRINO DI CARICO		LOCALE VALVOLE					
	elementi verticali sotto solaio copertura			elementi verticali sotto canale			volume parte immersa elementi verticali (m³)	ingombro in pianta (m²)	altezza parte immersa (m)	volume parte immersa canale (m³)	Corpo principale		volume parte immersa torrino (m³)	ingombro in pianta (m²)		altezza parte immersa (m)	volume parte immersa locale valvole (m³)
	quantità (unità)	ingombro in pianta (m²)	altezza parte immersa (m)	quantità (unità)	ingombro in pianta (m²)	altezza parte immersa (m)					ingombro in pianta (al netto cammino di sifono) (m²)	altezza parte immersa (m)					
colonna:	[F.1]	[F.2]	[F.3]	[F.4]	[F.5]	[F.6]	[F]	[G.1]	[G.2]	[G]	[H.1]	[H.2]	[H]	[I.1]	[I.2]	[I]	[L] = [F]+[G]+[H]+[I]
VASCA 1a PIOGGIA	8	1.50	6.67	-	-	-	80.0	57.00	3.27	186.4	-	6.67	-	8	6.67	53.4	319.8
VASCA LAMINAZIONE - ZONA POMPE	5	1.50	10.17	5	1.50	5.78	119.6	1 250	3.27	4 087.5	-	-	-	-	-	-	4 207.1
VASCA LAMINAZIONE - ZONA RIALZATA	4	1.50	6.67	2	1.50	2.28	46.9	-	-	-	358	6.67	2 387.9	269	6.67	1 794.2	4 229.0
VASCA LAMINAZIONE - ZONA RAMPA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTALI:	17			7			246.5			4 273.9			2 387.9			1 847.6	8 755.9

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	15	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

5 IPOTESI DI CALCOLO

5.1 MODELLO E PARAMETRI GEOTECNICI

La successione stratigrafica è riportata nella tabella seguente.

Tabella 3: successione stratigrafica

Profondità [m slm]	UNITÀ
+2.80 ÷ -6.20	1a
-6.20 ÷ -8.20	1b
-8.20 ÷ -10.20	1a
-10.20 ÷ -16.20	2a
-16.20 ÷ -18.20	2b
-18.20 ÷ -26.20	2a
-26.20 ÷ -29.20	3a
-29.20 ÷ -35.20	3b
da -35.20	3c

Sulla base della caratterizzazione geotecnica riportata nella "Relazione geotecnica", per i fini del calcolo è stata elaborata la seguente stratigrafia e caratterizzazione meccanica.

Tabella 4: stratigrafia e parametri meccanici utilizzati nel calcolo

Profondità [m slm]	Classificazione semplificata	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	m [kPa]	α [--]	β [--]
+1.60 ÷ -10.20	S	19	-	30	0	220	0.5	0.4
-10.20 ÷ -16.20	A	19	80	27	8	85	0.9	0.5
-16.20 ÷ -18.20	S	19	-	30	0	220	0.5	0.4
-18.20 ÷ -26.20	A	19	80	27	8	85	0.9	0.5
-26.20 ÷ -29.20	G	20	-	33	0	280	0.5	0.4
-29.20 ÷ -35.20	A	19	80	27	8	85	0.9	0.5
da -35.20	G	20	-	35	0	280	0.5	0.4

S = sabbie e sabbie limose (unità 1a, 1b, 2b);

A = argille e argille limose (unità 2a, 3b);

G = ghiaie in matrice limo-sabbiosa (unità 3a) e sabbioso-limosa (unità 4).

Facendo riferimento alla relazione di *Risposta sismica locale* (in particolare al capitolo 6), si può affermare che, in condizioni naturali, i terreni granulari di tipo "S" sotto il livello di falda, sono suscettibili di liquefazione, poiché i valori di potenziale di liquefazione indicano un rischio di liquefazione "alto" (classificazione di Somnez ed altri, 2003).

Di conseguenza si è tenuto conto della liquefazione nell'analisi dei diaframmi perimetrali e dell'opera di sostegno del lungomare.

Per quanto riguarda il potenziale di liquefazione del terreno interno alla vasca, considerata la presenza dei barrette più rigidi, il terreno risulta non liquefacibile o con una pericolosità di liquefazione bassa.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	16	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

5.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali per uso strutturale:

MATERIALE	SPECIFICHE TECNICHE
CALCESTRUZZO MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI	Classe di resistenza (N/mm ²): C12/15 (UNI EN 206 - UNI 11104): XC2
CALCESTRUZZO DIAFRAMMI, MURETTI DI CONTENIMENTO AREA ESTERNA	Classe di resistenza (N/mm ²): C25/30 (UNI EN 206 - UNI 11104): XC2 Dimensione massima degli aggregati d=25 mm Classe di consistenza S4 / S5 Rapporto acqua/cemento <0.60 Minimo contenuto in cemento: >300 Kg/mc
CALCESTRUZZO PER BARRETTES DI FONDAZIONE-SOLETTA DI COPERTURA VASCA	Classe di resistenza (N/mm ²): C28/35 (UNI EN 206 - UNI 11104): XC2 Dimensione massima degli aggregati d=15 mm Classe di consistenza S5 Rapporto acqua/cemento <0.55 Minimo contenuto in cemento: >320 Kg/mc
CALCESTRUZZO PER PILASTRI E SOLETTA DI COPERTURA FUORI TERRA	Classe di resistenza (N/mm ²): C32/40 (UNI EN 206 - UNI 11104): XC4-XS1 Dimensione massima degli aggregati d=32 mm Classe di consistenza S4 Rapporto acqua/cemento <0.50 Minimo contenuto in cemento: >340 Kg/mc
CALCESTRUZZO PER SOLETTE INTERNE, PARETE INTERNA DI RIVESTIMENTO, PLATEA, SOLETTE E PARETI TORRINO	Classe di resistenza (N/mm ²): C35/45 (UNI EN 206 - UNI 11104): XC4-XA3 Dimensione massima degli aggregati d=15 mm Classe di consistenza S5 (High Flow) Rapporto acqua/cemento <0.45 Minimo contenuto in cemento: >360 Kg/mc
CALCESTRUZZO PER GRADONATE ESTERNE, CORDOLI IN VISTA E VANO ASCENSORE	Classe di resistenza (N/mm ²): C32/40 (UNI EN 206 - UNI 11104): XC4-XS1 Dimensione massima degli aggregati d=15 mm Classe di consistenza S4/SCC (gradonate) Rapporto acqua/cemento <0.50 Minimo contenuto in cemento (pozzolanico): >340 Kg/mc Calcestruzzo a ritiro compensato
CALCESTRUZZO DA METTERSI IN OPERA A SPRUZZO ("spritz beton") PER PARETE INTERNA DI RIVESTIMENTO	Classe di esposizione XA3 (UNI EN 206 - UNI 11104) Dimensione massima degli aggregati d=10 mm Classe di consistenza adeguata per la corretta messa in opera. Minimo contenuto in cemento: >450 Kg/mc Minimo contenuto in fumo di silice: >25 Kg/mc
ACCIAIO IN BARRE PER C.A. E RETI ELETTRISALDATE	Acciaio tipo B450C impiegabile anche come FeB44K Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{ynom} = 450 \text{ N/mm}^2$ Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{tnom} = 540 \text{ N/mm}^2$ Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$ (frattile 10%)
ACCIAIO PER CARPENTERIA	Acciaio tipo S355 (ex Fe510)

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	17	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					
METALLICA (profili, lamiere, piastre)	Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}=275\text{N/mm}^2$ Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=430\text{N/mm}^2$ Saldature di prima classe				
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA (tiranti e trave di ripartizione sostegno lungomare)	Acciaio tipo S275 (ex Fe430) Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}=355\text{N/mm}^2$ Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=510\text{N/mm}^2$ Saldature di prima classe				
ACCIAIO PER PALANCOLE	Acciaio tipo S240GP secondo UNI EN 10248-1 Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}=240\text{N/mm}^2$ Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=340\text{N/mm}^2$ Saldature di prima classe				
ACCIAIO PER CONNETTORI TIPO "COUPLER"	Acciaio classe BSt500S secondo DIN 488 o equivalente				
ACCIAIO PER PROFILI CIRCOLARI PIENI PER CONNESSIONI PLATEA-BARRETTE	Acciaio classe S460 secondo UNI EN 10025				
COLLEGAMENTI BULLONATI	Viti classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1:2013) Dadi classe 8 (UNI EN ISO 898-2:2012) Rosette in acciaio C50 UNI EN 10083-1:2006 (HRC 31-40) (UNI EN 14399-5:2005) (UNI EN 14399-6:2005)				
ANCORANTE BICOMPONENTE PER INGHISAGGI BARRE	Ancorante bicomponente ad indurimento rapido ed elevata capacità di carico tipo Hilti HIT-HY200A o similare di altro produttore con caratteristiche tecniche equivalenti				
TRATTAMENTO SUPERFICIALE PER ACCIAIO DA CARPENTERIA E GRIGLIATI	Zincatura a caldo secondo norme UNI EN ISO 14713-1:2010 e UNI EN ISO 1461:2009				
TRATTAMENTO SUPERFICIALE PER PALANCOLE SOSTEGNO LUNGOMARE	Trattamento anticorrosivo con resina epossidica modificata di tipo INTERZONE 954 o equivalente. Spessore di applicazione 0.2÷0.5mm				

5.3 CARICHI

I carichi applicati sono:

- peso proprio strutture e pesi permanenti portati considerando un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 e distribuzione dei carichi permanenti portati come da elaborato C15019706 Carpenteria livello +1.60 - Mappa dei carichi rev 2;
- spinta del terreno in condizioni statiche, sismiche e di liquefazione, calcolata come da par.6.1;
- spinta idraulica sulle paratie considerando una falda globale alla quota +0.3m slm ed un livello piezometrico interno alla vasca in fase di scavo pari a 0.5m al di sotto del fondo scavo;
- carichi variabili in superficie come da elaborato C04CC04 Carpenteria livello +1.60 - Mappa dei carichi.
- sottospinta idraulica agente sulla platea, calcolata considerando un livello piezometrico pari a -3.40m slm, corrispondente al livello di scarico dei tubi di alleggerimento delle sottopressioni;
- peso dell'acqua invasata, calcolata facendo riferimento ad un livello di pelo libero pari a +0.12m slm;

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	18	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

- Azione sismica conformemente a NTC 2008
- Carichi mobili

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	19	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

6 MODELLI DI CALCOLO

6.1 STRUTTURE DI CONTENIMENTO

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di sostegno durante le varie fasi di lavoro (scavo, inserimento contrasti ed eventuali riempimenti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Tra i possibili modelli di comportamento, è assai adatto alla rappresentazione analitica, ed alla successiva organizzazione nell'ambito di un programma di calcolo automatico, quello suggerito da M. Bertero e R. Lancellotta "Metodi di calcolo basati sul comportamento elasto-plastico del terreno-Torino 1979"; J. Balay - F. Harfouche "Programme pour le calcul des suotenements par la methode des modules de reaction (Denebola)".

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli ancoraggi.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente, con modulo di reazione E_s , sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Con tale metodo, si può seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di ancoraggio consentendo, nei limiti della imperfetta conoscenza dei parametri, di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni, e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

In base ai parametri geotecnici delle varie unità stratigrafiche, in accordo al metodo di calcolo discusso al punto precedente, si possono determinare:

- pressione attiva:

$$P_a = \sigma'_v \cdot k_a - c' \cdot k_{ac} \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove: σ'_v = tensione verticale efficace $[F \cdot L^{-2}]$

c' = coesione $[F \cdot L^{-2}]$

k_a, k_{ac} = coefficienti di spinta attiva valutati tenendo conto di un angolo di attrito terreno paratia $\delta_a = (2/3)\phi'$. I coefficienti k_a sono valutati in condizioni di deformazione piana tenendo conto di superfici di rottura curvilinee (vedasi Figura 6.1 tratta da *Caquot e Kerisel* "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" 1948 - NAVFAC DM 7.2 1971). Il coefficiente k_{ac} (affidente ai termini coesivi) è valutato con l'espressione:

$$k_{ac} = 2 \cdot (k_a)^{0.5}$$

- pressioni orizzontali dovute ai carichi esterni:

$$P_q = q \cdot k_a \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove: q = carico verticale uniformemente distribuito

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	20	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

deve risultare: $P_a + P_q \geq 0$.

- pressione passiva:

$$P_p = \sigma'_v \cdot k_p + c' \cdot k_{pc} \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove:

k_p, k_{pc} = coefficienti di spinta passiva valutati tenendo conto di un angolo di attrito terreno $\delta_p = \phi/2 \leq 15^\circ$.

I coefficienti k_p sono valutati in condizioni di deformazione piana tenendo conto di superfici di rottura curvilinee (vedasi Figura 6.1 tratta da *Caquot e Kerisel* "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" 1948 - NAVFAC DM 7.2 1971).

Il coefficiente k_{pc} (affidente ai termini coesivi) è valutato con l'espressione: $k_{pc} = 2 \cdot (k_p)^{0.5}$.

- pressione a riposo:

$$P_0 = \sigma'_v \cdot k_0 \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove: k_0 = coefficiente di spinta a riposo.

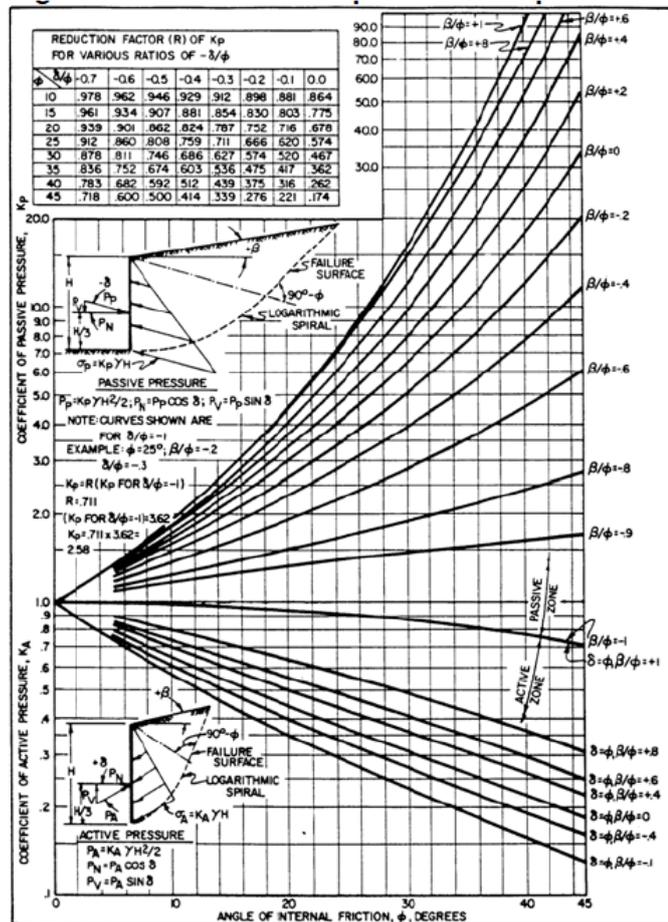
Gli effetti della sovraconsolidazione indotti dalle operazioni di scavo possono essere presi in considerazione facendo riferimento alla espressione seguente:

$$k_0(\text{post}) = k_0(\text{pre}) \cdot \text{OCR}^\beta$$

dove: OCR = (Over Consolidation Ratio) = rapporto fra le tensioni verticali efficaci prima e dopo lo scavo.

β = esponente dipendente dal tipo di terreno.

Figura 6.1: Coefficienti di spinta



- moduli di reazione orizzontali del terreno:

Si può fare riferimento alla relazione proposta da Janbu (1972)

$$E_s = m \cdot P_r \cdot (P_0 / P_r)^\alpha \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove: m = coefficiente dipendente dal tipo e dalla compressibilità del terreno;
 P_0 = pressione a riposo;
 P_r = pressione di riferimento = 100 kPa;
 α = esponente funzione del tipo di terreno.

- azioni aggiuntive in presenza di sisma

Le azioni indotte dal sisma sono state ottenute prevedendo un incremento dei coefficienti di spinta attiva e una riduzione di quelli di spinta passiva rispetto alle condizioni non sismiche in accordo alla teoria di Mononobe-Okabe.

Nella teoria di Mononobe-Okabe è previsto un incremento dell'inclinazione del paramento dell'opera

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	22	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

di sostegno e del profilo di terreno in funzione dei valori di coefficienti sismici orizzontali e verticali k_h e k_v :

$$\theta = \arctan\left(\frac{|k_h|}{1 \pm k_v}\right)$$

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

da cui:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

I coefficienti sismici k_h e k_v sono stati determinati in accordo al D.M. 14/01/2008 (par. 7.11.6.3.1), in relazione alla sismicità dell'area, tenuto conto della variabilità spaziale del moto (asincronia) e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per la determinazione dei valori di a_{max} si rimanda alla verifica di risposta sismica locale. Il valore massimo ottenuto al livello del piano piazzale è stato cautelativamente esteso a tutte le quote, malgrado l'analisi di RSL avesse dimostrato un rapido abbattimento dei valori con l'incremento della profondità. Il valore di a_v , ovvero k_v , è posto pari a zero.

A favore di sicurezza, si è anche condotta un'analisi sismica secondo la teoria di Wood, valida per opere rigide, che non subiscono spostamenti durante il sisma.

Nel tratto in luce dell'opera è stato applicato un diagramma di spinta costante, di entità pari a:

$$k_h = \gamma \cdot h \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

dove h rappresenta la lunghezza del tratto in luce del diaframma e γ il peso per unità di volume del terreno.

La pressione idrodinamica sulla parete esterna del diaframma è valutata secondo le indicazioni riportate nell'annesso E (paragrafo E.8) della norma UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici).

Sulla base della documentazione di riferimento, in particolare la Risposta sismica locale, si è tenuto anche conto della liquefazione degli strati granulari superficiali che spingono da monte sulla paratia (dal piano campagna fino alla quota -10.20m slm).

Le rigidità dei contrasti, per metro di diaframma, considerate nel modello di calcolo sono le seguenti:

Soletta di copertura spessore 60cm: $k = 333000 \text{ kN/m}$;

Platea di fondazione spessore 60cm: $k = 333000 \text{ kN/m}$;

Le rigidità dei diaframmi, al metro, considerate nel modello di calcolo sono le seguenti:

Diaframma spessore 110cm: $k = 2773000 \text{ kNm}^2$;

6.2 EFFETTI SU EDIFICI ADIACENTI

Il modello geotecnico viene sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti Plaxis v.2015 della Plaxis BV di Delft (NL) (www.plaxis.com) che, ammettendo i processi per nascita e morte

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	23	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

di elementi, permette la simulazione delle fasi di scavo e l'analisi accoppiata con i moti di filtrazione (in regime stazionario) conseguenti agli scavi. Il modello utilizzato è simmetrico e formato da una regione piana discretizzata con elementi triangolari a 15 nodi.

La stratigrafia ed i parametri geotecnici γ , ϕ e c' sono gli stessi utilizzati per il modello di calcolo alle differenze finite descritto nel paragrafo precedente ed impiegato per il calcolo della paratia, tuttavia il comportamento del terreno viene simulato con il modello non lineare Hardening Soil (Shanz et al., 1999) implementato nel codice ad elementi finiti Plaxis v.2015. Per superficie di stato limite a rottura alla Mohr-Coulomb, il deviatore di tensione ultimo viene espresso mediante l'equazione:

$$q_f = [6\sin(\phi') / (3 - \sin(\phi'))] [p' + c'/\tan(\phi')]$$

la curva carico-deformazione, espressa in funzione del deviatore di tensione e della massima deformazione principale risulta dall'espressione:

$$\varepsilon_1 = (q_\alpha / 2E_{50}) \{(\sigma_1 - \sigma_3) / [q_\alpha - (\sigma_1 - \sigma_3)]\} \quad \text{per } q < q_f \quad q_\alpha = q_f / R_f$$

Essendo R_f il rapporto di rottura, parametro definito per limitare l'andamento asintotico della curva carico deformazione ($R_f = 0.9$). Il modulo E_{50} corrisponde al modulo secante in fase di carico al 50% del carico di rottura q_f e viene definito dall'espressione:

$$E_{50} = E_{50,ref} [(\sigma'_3 + c \cot(\phi')) / (p_{ref} + c \cot(\phi'))]$$

Dove $E_{50,ref}$ rappresenta il modulo di riferimento in corrispondenza di una pressione principale minima (di confinamento) uguale alla pressione di riferimento ($p_{ref} = 100$ kPa), m è un esponente che varia tra 1 (argille) e 0.5 (sabbie-ghiaie).

Il modulo in scarico risulta dall'espressione:

$$E_{UR} = E_{UR,ref} [(\sigma'_3 + c \cot(\phi')) / (p_{ref} + c \cot(\phi'))]^m$$

Il modulo edometrico, analogamente, risulta (funzione della tensione principale massima):

$$E_{oed} = E_{oed,ref} [(\sigma'_1 + c \cot(\phi')) / (p_{ref} + c \cot(\phi'))]^m$$

I parametri di calcolo utilizzati nella simulazione FEM, sono riportati in Tabella 6.1.

Tabella 6.1 Parametri di calcolo adottati nel modello agli elementi finiti

Parametro	Terreno tipo "S"	Terreno tipo "A"	Terreno tipo "G"
γ_d (kN/m ³)	18	18	20
γ_n (kN/m ³)	19	19	20
c' (kPa)	0	15	0
ϕ' (°)	30	25	33
ψ' (°)	0	0	3
$E_{50,ref}$ (kPa)	20,000	10,000	50,000
$E_{oed,ref}$ (kPa)	20,000	10,000	50,000
$E_{UR,ref}$ (kPa)	60,000	30,000	150,000
m	0.50	1.00	0.50
K_0	0.500	0.500	1.000
K (m/s)	10^{-4}	$10^{-8} \div 10^{-9}$	10^{-3}
Coefficiente d'interfaccia	0.7	0.7	1.0

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	24	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

7 SINTESI DELLE VERIFICHE VASCHE

7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1.1 CAPACITA' PORTANTE

Per il calcolo geotecnico della capacità portante è stato seguito l'Approccio 2 indicato dall'NTC 2008 che prevede la seguente gamma di coefficienti: A1+M1+R3.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k (laterale e di base) applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 2: valori di γ_R (da NTC 2008, Tab. 6.4.II.)

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Si ipotizza di realizzare pannelli isolati di diaframma ("barrette"), con sostegno delle pareti di scavo mediante fanghi. I valori di riferimento per γ_R sono:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck,base}}{1.35} + \frac{R_{ck,lat}}{1.15}$$

$$R_{td} = \frac{R_{ck,lat}}{1.25}$$

I valori caratteristici sono determinati a partire dai valori di calcolo applicando i fattori di correlazione previsti dalla normativa:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\};$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}.$$

Tenuto conto che le verticali di indagine sono >10, i valori di ξ risultano:

$$\xi_3 = 1.40;$$

$$\xi_4 = 1.21.$$

I valori di calcolo sono stati determinati sulla base delle indagini in sito.

Data la disposizione in pianta degli elementi di fondazione, non sussistono effetti di interazione e quindi non è da considerarsi nessuna decurtazione della capacità portante per "effetto gruppo".

7.1.1.1 Determinazione della capacità portante dai sondaggi

I valori di adesione laterale τ_l e pressione alla base q_b sono ottenuti sulla base dei seguenti criteri.

- terreni coesivi:

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	25	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

I valori dell'adesione limite vengono determinati attraverso la relazione:

$$\tau_l = \alpha \cdot c_u \quad (\text{Tomlinson, 1957}),$$

con: c_u = coesione non drenata;

α = coefficiente empirico dipendente dal tipo di terreno, dal metodo di installazione del barrette, dal materiale costituente il barrette; per la determinazioni di questo coefficiente si sono seguite le indicazioni di Weltman e Healy, riportate in Tomlinson, Woodward – “Pile design construction and practice”.

I valori della pressione alla base del palo vengono a loro volta determinati:

$$q_b = c_u \cdot N_c + \sigma_v$$

con: N_c = fattore di capacità portante adimensionale (si adotta generalmente $N_c = 9$),

σ_v = pressione verticale totale alla quota della base del barrette.

- terreni incoerenti:

I valori dell'adesione limite vengono determinati attraverso la relazione:

$$\tau_l = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta,$$

con: σ'_v = pressione verticale efficace,

k = coefficiente di spinta laterale del terreno = 0.55,

δ = angolo d'attrito palo-terreno, assunto pari a ϕ' , angolo d'attrito interno del terreno.

Per la determinazione di k e di δ si è fatto riferimento alle indicazioni fornite nelle raccomandazioni AGI per il progetto di pali di fondazione.

Tabella 3: Coefficiente di spinta laterale k per terreni incoerenti (Raccomandazioni AGI)

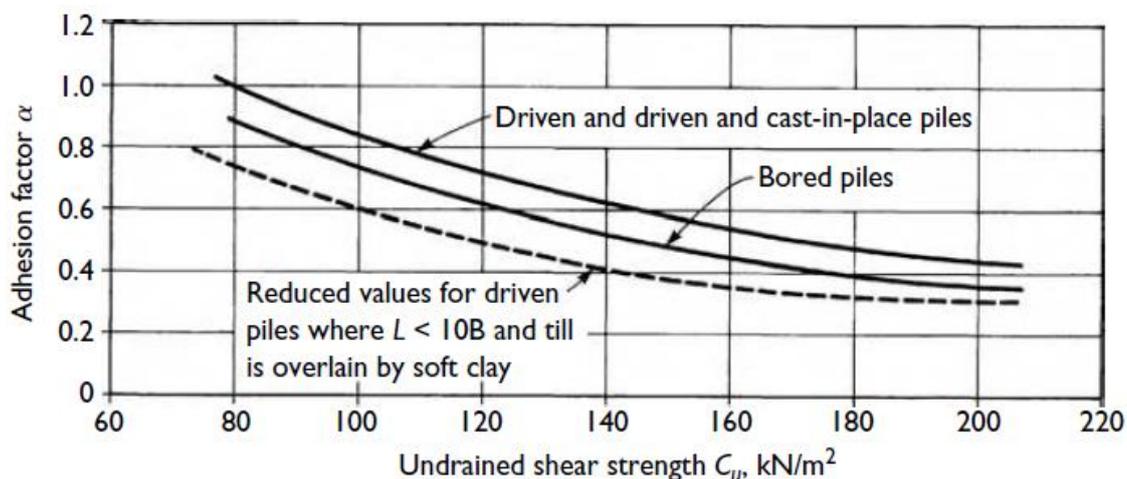
Tab. 5.1 - Valori indicativi di k e u dell'eq. |4| per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di u
BATTUTO	Acciaio	0.5 + 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 + 2	tg (3/4 ϕ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 + 3	tg ϕ'
TRIVELLATO		0.4 + 0.7 (*)	tg ϕ'

(*) Decrescente con la profondità.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	26	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Figura 2: Relazione fra coesione non drenata e coefficiente α secondo Weltmann e Healy (da Tomlinson e Woodward)



A favore di sicurezza la capacità portante è stata valutata considerando il livello più basso di fondo scavo (-11.05m slm).

Cautelativamente, al fine della capacità portante di base, si è trascurata la presenza dello strato incoerente 3a, ipotizzando la continuità delle unità coesive.

Si adottano barrette che hanno una lunghezza totale di 40m dal piano di esecuzione (+1.60m slm). Il piede dei barrette è quindi posto alla quota -38.40m slm.

Di seguito sono riportati i valori delle resistenze di progetto a compressione e trazione:

- $R_{cd} = 9543$ kN;
- $R_{td} = 4433$ kN.

7.1.1.2 Sollecitazioni nei barrette in fase costruttiva

Durante la fase costruttiva, quando la platea di fondazione ancora non è stata costruita e connessa ai barrette ed ai diaframmi perimetrali, il carico verticale deve essere trasferito dai barrette al terreno.

Di seguito sono riportate le massime compressioni valutate secondo l'approccio 2 indicato dalle NTC 2008:

- barrette di sezione 2.50m x 0.60m: $E_{dc} = 9472$ kN

La valutazione della compressione in fase costruttiva è basata sui risultati del modello strutturale della copertura descritto nella *Relazione di calcolo delle strutture*.

Nel calcolo delle sollecitazioni è stato tenuto conto del peso proprio di tutte le strutture ad eccezione della platea di fondazione, del peso dell'acqua invasata nel nuovo scatolare AUSA e di un sovraccarico di cantiere pari a 5 kPa uniformemente distribuito sulla copertura. Si tenga conto del fatto che, all'atto della costruzione della soletta di fondazione, molta parte delle strutture in elevazione non sarà ancora stata costruita, per cui la compressione nei barrette è sovrastimata.

Una volta completata la costruzione della platea i barrette si oppongono all'azione instabilizzante data dalla sottospinta dell'acqua che agisce sulla platea stessa.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	27	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Di seguito è riportato il bilancio delle azioni stabilizzanti e instabilizzanti ed il calcolo delle azioni sui barrette.

Calcolo della sottospinta agente sulla platea di fondazione (quota di falda -3.40 m slm)*

Zona	Estensione	Quota Fondo Scavo	Risultante sottospinta
Vasca di prima pioggia e di laminazione	5173 mq	-7.35 m slm	204334 kN
Zona pompe	1442 mq	-11.25 m slm	113197 kN

* si rimanda al paragrafo 3 per la descrizione del sistema di controllo delle sottopressioni.

Calcolo della sottospinta agente sulla base dei diaframmi (quota di falda +2.80 m slm)

Diaframma spessore 110cm: risultante sottospinta 96 900 kN

Calcolo della sottospinta agente sulla base dei barrette (quota di falda +2.80 m slm)

Barrette con piede alla quota -38.40m slm: risultante sottospinta 24 720 kN

Totale sottospinte instabilizzanti:

$$V_{inst} = (204334 + 113197 + 96900 + 24720) \cdot 1.10 = 483\,066 \text{ kN}$$

Calcolo delle azioni stabilizzanti

Peso proprio platea di fondazione: 156650kN

Peso proprio soletta di copertura (considerata al 50% per tener conto di eventuali fori necessari per gli scavi): 50000 kN

Peso proprio struttura del canale AUSA: 45000 kN

Peso proprio dei diaframmi: 225000 kN

Peso proprio setto divisorio vasche: 15000 kN

Totale pesi stabilizzanti:

$$V_{stab} = (156650 + 50000 + 45000 + 225000 + 15000) \cdot 0.90 = 442485 \text{ kN}$$

Calcolo delle azioni agenti sui barrette:

$n = 40$ = numero totale barrettes che proseguono al di sotto della platea

$$(V_{inst} - V_{stab}) / n = (483066 - 442485) / 40 \approx 1000 \text{ kN}$$

Mediamente la trazione che compete ad ogni barrette per fare fronte all'azione instabilizzante della sottospinta idraulica è pari a circa 1000 kN.

Si può considerare, cautelativamente, che l'azione sul barrette più sollecitato sia pari al doppio dell'azione media, per cui risulta:

- barrette di sezione 2.50m x 0.60m: $E_{dt} = 2000 \text{ kN}$.

7.1.1.3 Sollecitazioni nei barrette ad opera completata

Una volta completato lo scavo, la fondazione risulta compensata, ovvero il peso del terreno scavato risulta maggiore dei carichi applicati.

Di seguito è riportato il calcolo del peso del terreno scavato e del totale dei carichi applicati alla vasca.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	28	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

		Superficie (mq)	Livello (m slm)	volume scavato (mc)
piano campagna originale (m slm)	2.80			
peso proprio terreno (kN/mc)	19.00			
vasca di prima pioggia		5 173.00	-7.35	52505.95
vasca di laminazione zona pompe		1 442.00	-11.25	20260.1
Peso terreno non scavato per presenza scatolare AUSA (kN)	49 000			(a dedurre)
Peso terreno scavato (kN)	1 333 555			
Peso acqua invasata (vasca) (kN)	391 500			
Peso acqua invasata (canale AUSA) (kN)	25 710			
Peso soletta e magrone (kN)	160 000			
Pesi permanenti strutturali (kN)	196 000			
Carichi permanenti non strutturali (da elaborato C15019706) e reazioni delle strutture in elevazione (kN)	173 000			
Carico variabile C3 (5 kPa) sulla copertura della vasca (kN)	32 200			
Totale carichi	978 410			
Rapporto fra peso terreno scavato e carichi applicati	1.36			

Da quanto riportato sopra emerge che la fondazione della vasca è completamente compensata, pertanto non si ravvisa alcun rischio legato alla capacità portante del terreno. Tuttavia, volendo computare la capacità portante in via cautelativa trascurando la presenza di barrette e diaframmi perimetrali, la verifica viene svolta per una striscia nastriforme di larghezza unitaria (1.00m).

Per la sabbia (unità S) l'espressione della capacità portante è

$$q_u = 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + q \cdot N_q$$

dove

$$B = 1.00\text{m}$$

$$\gamma = 9.00 \text{ kN/mc (peso immerso)}$$

$$q = (2.80 + 5.95) \cdot 9.00 = 78.75 \text{ kPa (considerando cautelativamente l'approfondimento minimo della vasca)}$$

Dato che l'angolo di resistenza per la sabbia è $\phi' = 30^\circ$ si ha $N_\gamma = 22.4$ e $N_q = 18.4$ secondo la teoria di Vesic.

Il valore della capacità portante ultima per la sabbia risulta $q_u = 1550 \text{ kPa}$.

Per l'argilla (unità A) l'espressione della capacità portante ultima è

$$q_u = c_u \cdot N_c + q$$

dove

$$c_u = 80 \text{ kPa}$$

$$N_c = \pi + 2 = 5.14$$

$$q = (2.80 + 10.20) \cdot 19.00 = 247 \text{ kPa}$$

Il valore della capacità portante ultima per l'argilla risulta $q_u = 658 \text{ kPa}$.

A favore di sicurezza si considera il valore più basso di portanza, ovvero quello legato all'argilla (unità 2a).

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	29	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Seguendo l'approccio 2 delle NTC 2008 (A1+M1+R3), il coefficiente parziale da applicare alla resistenza del terreno è $\gamma_R = 2.3$; non è prevista decurtazione dei parametri di resistenza del terreno.

Tabella 4: valori di γ_R (da NTC 2008, Tab. 6.4.I)

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La capacità portante di progetto vale quindi

$$q_{Rd} = q_u / \gamma_R = 658 / 2.3 = 286 \text{ kPa}$$

Si attribuisce a tutti i carichi verticali il coefficiente parziale $\gamma_Q = 1.50$.

Risulta dunque

$$q_{Ed} = \gamma_Q \cdot (\text{Totale carichi}) / (\text{Superficie vasca}) = 1.50 \cdot 980\,000 \text{ kN} / 6615 \text{ mq} = 223 \text{ kPa}$$

Dato che il carico di progetto $q_{Ed} = 223 \text{ kPa}$ risulta minore della resistenza di progetto $q_{Rd} = 286 \text{ kPa}$ la verifica di capacità portante della vasca è soddisfatta.

Sulla base delle verifiche sopra riportate consegue che non è necessario, ai fini dell'equilibrio, che i barrettes garantiscano il trasferimento di tutti i carichi verticali al terreno. Al fine di ottenere dal modello di calcolo una corretta e realistica determinazione delle sollecitazioni e deformazioni nella platea di fondazione nei barrettes, i barrettes sono stati modellati mediante vincoli elasto-plastici, con rigidezza pari a $Q_{lat}/1 \text{ cm}$ (valore di spostamento che idealmente mobilita la resistenza laterale ultima di un palo trivellato) e carico di plasticizzazione pari alla resistenza geotecnica (capacità portante e resistenza allo sfilamento).

Per quanto riguarda il massimo sforzo di trazione sui barrettes ad opera completata si fa riferimento al modello di calcolo della platea di fondazione.

Di seguito sono riportate le massime trazioni valutate secondo l'approccio 2 indicato dalle NTC 2008:

- barrettes di sezione 2.50m x 0.60m: $E_{dt} = 1756 \text{ kN}$.

7.1.1.4 Risultati e verifiche di capacità portante

I risultati in termini di azioni massime sul singolo palo sono riassunte nella seguente Tabella 5.

Tabella 5: Azioni massime sui barrettes di fondazione (approccio 2 NTC2008)

Dimensioni barrettes	Massima compressione E_{dc}	Massima trazione E_{dt}
2.50m x 0.60m	9472 kN	2000 kN

$$R_{cd} = 9543 \text{ kN} > E_{dc} = 9472 \text{ kN}$$

$$R_{td} = 4433 \text{ kN} > E_{dt} = 2000 \text{ kN}$$

Le verifiche di capacità portante a trazione e compressione risultano soddisfatte.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	30	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

7.1.2 RESISTENZA AL PIEDE DELLE PARATIE

Il rapporto fra la spinta del terreno e la resistenza passiva lato scavo è:

- 1.10 allo SLU;
- 1.00 allo SLV.

Essendo i valori pari o superiori all'unità, la verifica è soddisfatta.

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati.

SLU combinazione 2					SLV - sisma opera flessibile (combinazione 2)				
prof.	pressione mobilizzata lato scavo	pressione passiva lato scavo	spinta lato scavo	resistenza passiva lato scavo	prof.	pressione mobilizzata lato scavo	pressione passiva lato scavo	spinta lato scavo	resistenza passiva lato scavo
m	kPa	kPa	kN/m	kN/m	m	kPa	kPa	kN/m	kN/m
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.50	0.00	0.00	0.00	0.00	8.50	0.00	0.00	0.00	0.00
9.00	1.51	1.51	0.38	0.38	9.00	0.97	0.97	0.24	0.24
9.50	16.65	16.65	4.92	4.92	9.50	10.65	10.65	3.15	3.15
10.00	31.80	31.80	17.03	17.03	10.00	20.33	20.33	10.89	10.89
10.50	46.94	46.94	36.72	36.72	10.50	30.02	30.02	23.48	23.48
11.00	62.08	62.08	63.97	63.97	11.00	39.70	39.70	40.91	40.91
11.50	77.22	77.22	98.80	98.80	11.50	49.38	49.38	63.18	63.18
12.00	164.01	164.72	159.10	159.28	12.00	71.30	71.30	93.35	93.35
12.50	168.77	169.23	242.30	242.77	12.50	80.00	80.00	131.18	131.18
13.00	173.52	173.75	327.87	328.51	13.00	88.70	88.70	173.35	173.35
13.50	178.26	178.26	415.82	416.52	13.50	97.39	97.39	219.87	219.87
14.00	182.75	182.78	506.07	506.78	14.00	106.09	106.09	270.74	270.74
14.50	187.18	187.29	598.55	599.29	14.50	114.78	114.78	325.96	325.96
15.00	191.60	191.81	693.25	694.07	15.00	123.48	123.48	385.53	385.53
15.50	196.02	196.32	790.15	791.10	15.50	132.17	132.17	449.44	449.44
16.00	200.42	200.84	889.26	890.39	16.00	140.87	140.87	517.70	517.70
16.50	204.83	205.35	990.57	991.94	16.50	149.57	149.57	590.31	590.31
17.00	209.22	209.87	1094.09	1095.74	17.00	158.26	158.26	667.27	667.27
17.50	213.62	214.38	1199.80	1201.81	17.50	166.96	166.96	748.57	748.57
18.00	235.48	275.76	1312.07	1324.34	18.00	175.74	175.74	834.25	834.25
18.50	228.78	290.91	1428.14	1466.01	18.50	185.59	185.59	924.58	924.58
19.00	222.30	306.06	1540.91	1615.25	19.00	195.44	195.44	1019.84	1019.84
19.50	216.08	321.21	1650.50	1772.07	19.50	205.29	205.29	1120.02	1120.02
20.00	232.73	236.69	1762.70	1911.54	20.00	210.33	210.33	1223.92	1223.92
20.50	232.93	241.14	1879.12	2031.00	20.50	219.09	219.09	1331.28	1331.28
21.00	233.15	245.60	1995.64	2152.69	21.00	227.85	227.85	1443.01	1443.01
21.50	233.36	250.05	2112.27	2276.60	21.50	236.61	236.61	1559.13	1559.13
22.00	233.54	254.50	2228.99	2402.74	22.00	245.37	245.37	1679.62	1679.62
22.50	233.63	258.95	2345.78	2531.10	22.50	254.13	254.13	1804.50	1804.50
23.00	233.60	263.40	2462.59	2661.69	23.00	262.89	262.89	1933.75	1933.75
23.50	233.40	267.86	2579.34	2794.50	23.50	271.66	271.66	2067.39	2067.39
24.00	232.98	272.31	2695.94	2929.54	24.00	280.42	280.42	2205.41	2205.41
24.50	232.30	276.83	2812.26	3066.83	24.50	289.18	289.18	2347.81	2347.81
25.00	231.33	281.40	2928.16	3206.39	25.00	297.94	297.94	2494.59	2494.59

Safety factor = 1.10

Safety factor = 1.00

7.1.3 STABILITA' DEL FONDO SCAVO

La verifica è condotta secondo il metodo suggerito dal manuale americano NAVFAC DM 7.2 1971, da cui sono estratte le figure riportate di seguito.

Figura 3: Estratto da manuale NAVFAC DM 7.2 (1/2)

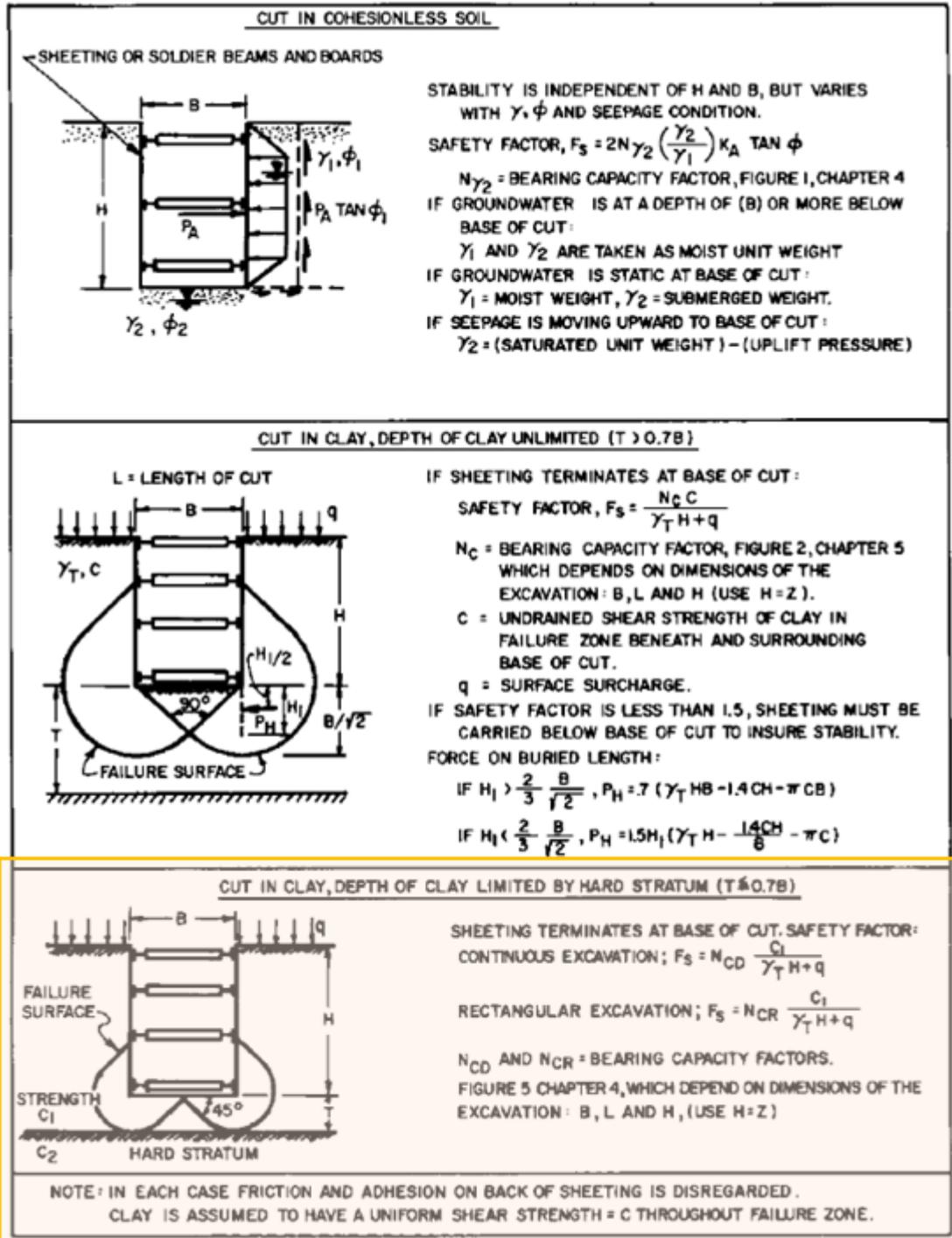


FIGURE 28
Stability of Base for Braced Cut

Figura 4: Estratto da manuale NAVFAC DM 7.2 (2/2)

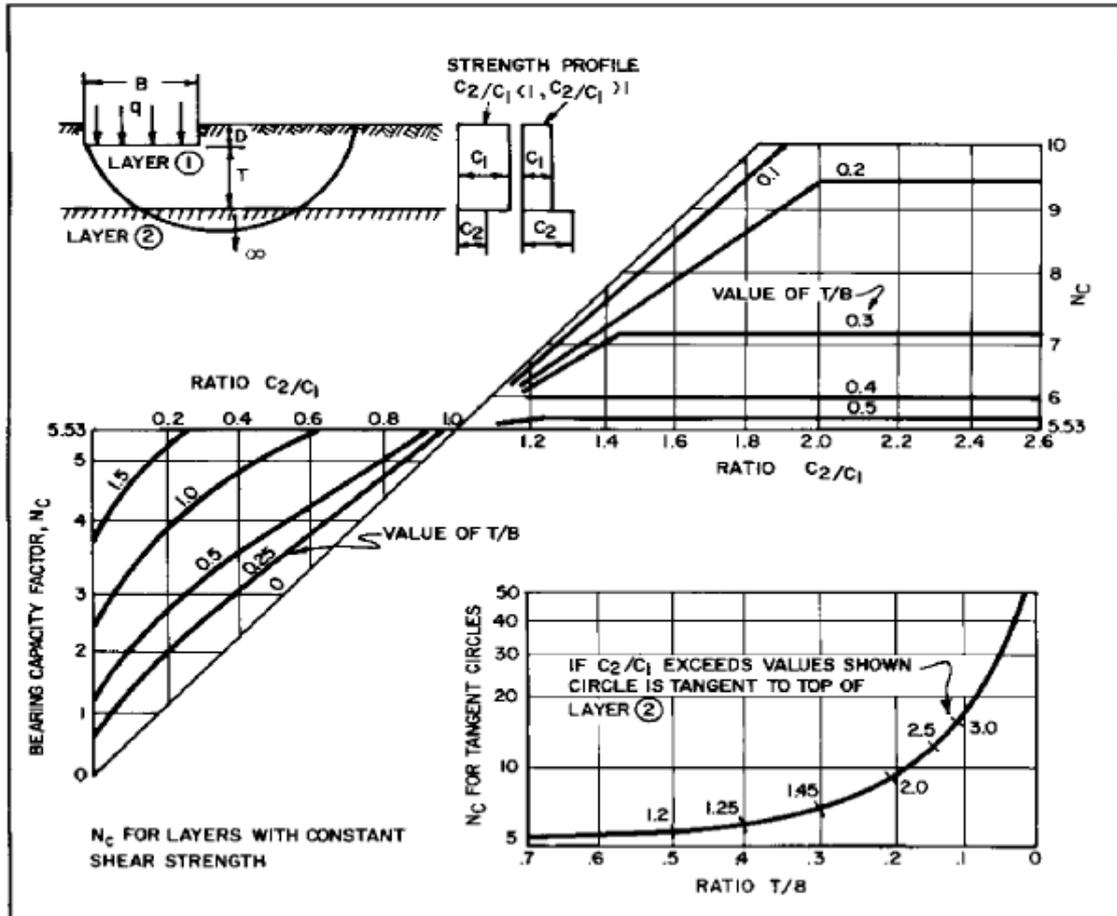


FIGURE 5
Ultimate Bearing Capacity of Two Layer Cohesive Soil ($\phi=0$)

EFFECT OF D		LEGEND	
D/B	N_{CD}/N_C	D	= DEPTH OF EMBEDMENT OF FOOTING
0	1.00	N_C	= BEARING CAPACITY FACTOR FOR CONTINUOUS FOOTING WITH D=0
.5	1.15	N_{CD}	= FACTOR FOR CONTINUOUS FOOTING WITH D > 0
1	1.24	N_{CR}	= FACTOR FOR RECTANGULAR FOOTING WITH D=0
2	1.36		
3	1.43		
4	1.46		

<u>CONTINUOUS FOOTING</u>	<u>RECTANGULAR FOOTING</u>
$q_{ult} = c_1 N_{CD} + \gamma D$	$N_{CR} = N_{CD} \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right], q_{ult} = c_1 N_{CR} + \gamma D$
N_{CD}/N_C FROM TABLE ABOVE	

FIGURE 5 (continued)
Ultimate Bearing Capacity of Two Layer Cohesive Soil ($\phi=0$)

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	33	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Si procede al calcolo di una fondazione superficiale fittizia, alla quota del piede dei diaframmi.

$h = 2.80$ m distanza del piede dei diaframmi dallo strato più resistente (ghiaia)
 $D = 16.05$ m profondità di infissione diaframma (lato scavo)
 $H = 25.00$ m lunghezza diaframmi
 $B = 98.00$ m larghezza scavo
 $\gamma = 19.00$ kN/mc peso per unità di volume del terreno
 $q = 20$ kPa carico applicato in superficie

$c_2 = \sigma'_v \cdot \tan(\phi') = 110$ kPa resistenza al taglio della ghiaia (non soggetta a rifluimento)
 $c_1 = c_u = 80$ kPa resistenza al taglio dell'argilla (soggetta a rifluimento)

$$H/(0.5 \cdot D) = 0.35$$

$$c_2/c_1 = 1.38$$

Con i valori dei rapporti scritti sopra, è possibile entrare nel grafico di Figura 4, ottenendo il seguente valore del coefficiente N_c , che tiene conto della presenza dello strato di ghiaia a distanza ridotta dal piede del diaframma:

$$N_c = 6.50.$$

A favore di sicurezza si considera una fondazione nastriforme.

$$H/B = 0.255$$

Con il valore del rapporto fra profondità e larghezza della fondazione si può quantificare il beneficio dovuto all'approfondimento della fondazione:

$$N_{CD} = 1.08 \cdot N_c = 7.02.$$

Verifica con combinazione 1

$$q_{Rd} = N_{CD} \cdot c_u + \gamma \cdot D = 866 \text{ kPa}$$

$$q_{Ed} = 1.3 \cdot \gamma \cdot H + 1.5 \cdot q = 648 \text{ kPa}$$

$$\gamma_R = 1.00$$

$$q_{Rd} / q_{Ed} = 1.336 > 1.000$$

Verifica soddisfatta.

Verifica con combinazione 2

$$q_{Rd} = N_{CD} \cdot c_u / 1.40 + \gamma \cdot D = 706 \text{ kPa}$$

$$q_{Ed} = \gamma \cdot H + 1.3 \cdot q = 501 \text{ kPa}$$

$$\gamma_R = 1.00$$

$$q_{Rd} / q_{Ed} = 1.409 > 1.000$$

Verifica soddisfatta.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	34	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

7.1.4 SOLLEVAMENTO DEL FONDO SCAVO

La vasca ha un livello di scavo a quota -7.35m slm mentre il piede del diaframma perimetrale è alla quota -23.40m slm.

Di seguito i dettagli dei calcoli.

quota di verifica	-23.40	m slm
pelo libero falda	2.80	m slm
peso proprio terreno	19.00	kN/mc
	Superficie (mq)	Livello (m slm)
	6 574.00	-7.35
Volume totale terreno soprastante	105 512.70	mc
Peso terreno soprastante	2 004 741	kN
Peso barrette	60 000	kN
Peso setto separatore	10 600	kN
Peso struttura canale Ausa*	21 000	kN
Peso soletta di copertura*	44 500	kN
* cautelativamente considerati al 50% per tenere conto di eventuali parti non ancora terminate e del peso che grava sui diaframmi perimetrali		
Sottospinta idraulica	1 722 388.00	kN
Coefficienti parziali SLU UPL per carichi permanenti		
favorevoli	0.90	
sfavorevoli	1.10	
Azione instabilizzante di progetto $V_{inst,d}$	1 894 627	kN
Azione stabilizzante di progetto $G_{stb,d}$	1 926 757	kN
VERIFICA SODDISFATTA		

La verifica di sollevamento del fondo scavo è soddisfatta.

Si tenga presente che le verifiche in fase di scavo sono garantite considerando solamente il peso proprio del terreno e senza dover far riferimento alla resistenza allo sfilamento dei barrettes che si esplica al di sotto della quota del piede dei diaframmi perimetrali. Tale assunzione consente di ritenere che l'equilibrio sia raggiunto in corrispondenza di limitati livelli di deformazione.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	35	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

7.1.5 SIFONAMENTO

Si precisa che, secondo quanto riportato nel documento *C00RL01 Relazione geologica e idrogeologica*:

“Per quanto riguarda i litotipi costituenti l’acquitrando (LA e ALA) compreso tra l’acquifero A0 e quello artesiano A1 vi è complessivamente una minore dispersione dei dati. In particolare i valori ottenuti dalle prove in laboratorio sono comparabili con quelli rilevati in sito con la metodologia IC-STB di Robertson. Ciò evidenzia da un lato l’efficacia con cui i campioni sono stati trattati in laboratorio e la corretta conduzione delle prove di permeabilità, dall’altro un’analogia di “scala” alla quale sono state condotte le prove (centimetrica) che permettono un raffronto più immediato e valori corrispondenti. In particolare i dati sono raggruppabili attorno al valore 10E-09 che rappresenta nel trattato Idrogeologia Principi e Metodi di G. Castany (1982) il “limite inferiore di serbatoi impermeabili” ovvero il termine di passaggio tra una condizione di semipermeabilità, tipica di acquitrardi, e di impermeabilità caratteristica degli acquiclude.

La verifica a sifonamento non viene quindi condotta per le fasi temporanee di scavo.

Al contrario, avendo previsto un sistema permanente di limitazione delle sovrappressioni presenti ad intradosso platea, è probabile che nel lungo termine si instauri un flusso stazionario tra la falda artesianica ed il drenaggio situato sotto la platea, all’interno del quale pescano i tubi di sfiato collegati con l’interno vasca.

Pertanto si ritiene necessario condurre una verifica a sifonamento, anche tenendo conto del fatto che tale fenomeno, una volta innescato, tende ad autoalimentarsi col tempo.

Secondo il par.6.2.4.2 della NTC2008, la verifica al sifonamento prevede:

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$), ottenuto considerando separatamente la componente permanente e quella variabile delle pressioni interstiziali, risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad [6.2.6]$$

Tab. 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	Sifonamento (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	36	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Di seguito sono riportati i dettagli del calcolo.

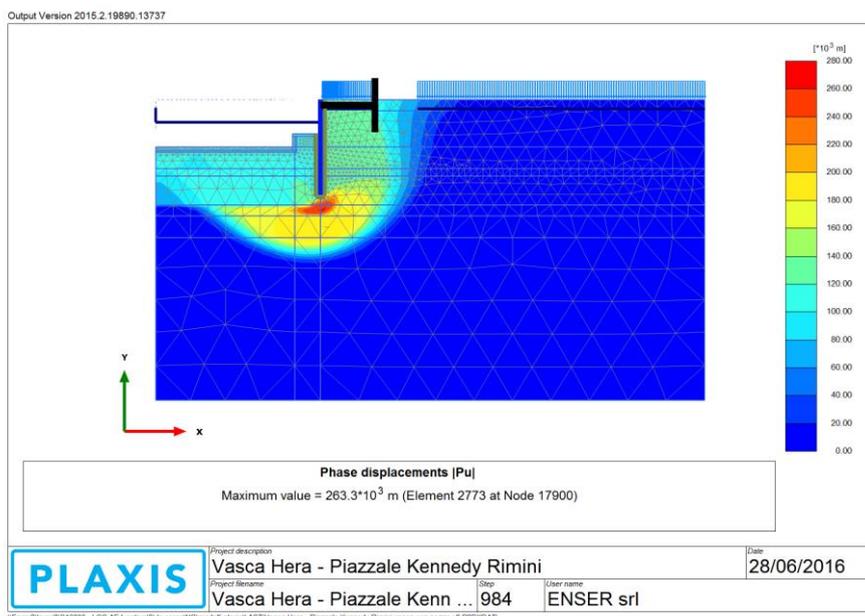
base diaframmi (quota di verifica)	-23.4	m slm
livello piezometrico	2.8	m slm
intradosso platea	-7.15	m slm
estradosso platea	-6.55	m slm
livello di sommità tubi di sfiato	-3.4	m slm
peso unitario terreno	19	kN/mc
peso unitario platea	25	kN/mc
peso unitario acqua	9.81	kN/mc
coesione argilla	15	kPa
attrito argilla	25	°
Contributo σ_{tot} terreno	308.75	kPa
Contributo σ_{tot} platea	15.00	kPa
Contributo σ_{tot} sottospinta	30.90	kPa
Contributo σ_{tot} coesione	25.73	kPa
Pressione totale σ_{tot}	380.39	kPa
Pressione neutra u	257.02	kPa
Coefficienti parziali SLU SEEP per carichi permanenti		
favorevoli	0.90	
sfavorevoli	1.30	
Coefficienti parziali SLU SEEP per parametri geotecnici		
favorevoli	1.00	
sfavorevoli	1.25	
Pressione neutra di progetto $u_{inst,d}$	334	kPa
Tensione totale di progetto $\sigma_{stb,d}$	342	kPa
VERIFICA SODDISFATTA		

Al fine di dimostrare la stabilità e la sicurezza del sistema nei confronti del sifonamento, si è proceduto anche ad una valutazione numerica del problema in oggetto.

I risultati ottenuti sono in linea con quanto atteso, poiché la simulazione numerica ha evidenziato meccanismi di instabilità locali con concentrazione degli spostamenti al piede della paratia (Figura 7.5), associati ad un fattore di sicurezza adeguato ($FS = 2.69 > 1.00$).

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	37	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Figura 7.5 Vasca di laminazione (zona pompe) – Riduzione c-phi – Mappa degli spostamenti



Si sottolinea che la differente valutazione del fattore di sicurezza dipende dalla diversa definizione assegnatagli dalla norma e nel modello numerico: laddove la norma richiede una verifica puntuale in corrispondenza della sezione critica (base diaframma), il modello numerico agli elementi finiti ottiene il fattore di sicurezza mediante una riduzione $c-\phi$, cioè riducendo progressivamente la resistenza a taglio di tutto l'ammasso di terreno, ciò che genera uno sbilancio di forze nel modello che viene risolto mediante una iterazione del calcolo, con incremento delle deformazioni.

Le iterazioni hanno termine quando ad una riduzione minima di resistenza a taglio corrisponde un incremento grande di deformazioni ed il fattore di sicurezza si ottiene dividendo la resistenza a taglio iniziale per quella corrispondente all'ultimo step di calcolo.

Durante le singole iterazioni del calcolo le forze vengono ridistribuite tra i vari elementi finiti, pertanto la stabilizzazione del calcolo (ultimo step) in genere corrisponde alla plasticizzazione di un numero relativamente elevato di nodi, anche nel caso in cui il meccanismo di rottura sia localizzato entro un volume ristretto di terreno.

7.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza vengono svolte con riferimento alle sezioni più significative, cioè quelle soggette ai massimi momenti flettenti positivi e negativi.

Le verifiche di resistenza svolte sono le seguenti:

- verifiche allo SLU (resistenza a taglio e a momento flettente);
- verifiche agli SLE (tensioni di esercizio e fessurazione).

Per semplicità ed a favore di sicurezza, tutte le verifiche agli SLE sono effettuate considerando le sollecitazioni dovute alla combinazione caratteristica (rara) dei carichi.

Tutte le sezioni rispettano i requisiti di armatura minima e massima al punto 4.1.6.1.1 del D.M. 14/01/2008, considerando validi i requisiti indicati per le travi (come indicato dall'Eurocodice 2).

Per le verifiche strutturali si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture dove sono illustrate le armature e le principali verifiche strutturali sui diaframmi.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	38	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

7.3 EFFETTI INDOTTI SU STRUTTURE ED AREE ADIACENTI

La valutazione dei potenziali danni indotti dai cedimenti consguenti a lavori di scavo può essere eseguita utilizzando la classifica qualitativa stabilita da Burland e Wroth¹ (1975) ed utilizzate da Boscardin e Cording² (1989) che individuano diverse categorie di danno come riportato in Tabella 7.6.

Tabella 7.6 Categorie di danno

Categoria del danno		Descrizione dei danni tipici	Fessure (mm)
0	Trascurabile	Fessure capillari di apertura < 0.1 mm sono classificate come trascurabili	
1	Molto lieve	Sottili fessure che possono essere riparate da normali interventi di manutenzione e tinteggiatura. Possibili modeste fessure isolate. I muri esterni di mattoni a vista presentano fessure rilevabili con esame attento.	< 1
2	Leggero	Le fessure possono essere facilmente sigillate: di norma è necessario il ripristino degli intonaci e della tinteggiatura. Presenti numerose modeste fessure all'interno; alcune sono visibili anche all'esterno e qualche riparazione esterna può essere richiesta per assicurare l'impermeabilità. Porte e finestre possono aprirsi con difficoltà.	< 5
3	Moderato	Le fessure richiedono l'allargamento e la riparazione da parte di personale qualificato; all'esterno può essere necessario il rifacimento di piccole quantità di muratura. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Porte e finestre si bloccano; le tubazioni degli impianti possono rompersi; l'impermeabilità non è assicurata	5 ÷ 15 ovvero numerose fessure > 3
4	Severo	Necessarie importanti lavori di riparazione con rimozione e sostituzione di zone di muratura, specialmente al di sopra di porte e finestre. I telai di porte e finestre sono distorti: i pavimenti i pavimenti sono vistosamente inclinati; i muri fuori piombo e spancati. Possibili perdite di appoggio delle travi. Tubazioni degli impianti distrutte.	15 ÷ 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure
5	Molto severo	Richiesti importanti lavori di riparazione con demolizione e ricostruzione parziale e totale dell'edificio. Le travi perdono appoggio. I muri si inclinano sensibilmente e richiedono puntellature. Le finestre si rompono. Pericolo di crollo.	In genere > 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure

Alle categorie di danno descritte in Tabella 7.6 è possibile associare i valori di deformazione specifica orizzontale (ϵ_h = spostamento orizzontale relativo tra due elementi strutturali contigui dell'edificio) espressi in Tabella 7.7.

Tabella 7.7 valori di deformazione specifica orizzontale ϵ_h

Categoria del danno	Grado di severità del danno	ϵ_{lim} (mm/m)
0	trascurabile	0.00 ÷ 0.50
1	molto leggero	0.50 ÷ 0.75
2	leggero	0.75 ÷ 1.50
3	da moderato a severo	1.50 ÷ 3.00
4 - 5	da severo a molto severo	> 3.00

Relativamente ai cedimenti verticali ed alle rotazioni del complesso terreno/struttura è possibile fare

¹ Burland, JB e Wroth, CP (1975) "Settlements of building and associated damages" SOA, Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press.

² Boscardin, MD e Cording EJ (1989) "Building Response to Excavation-Induced Settlement," Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 115, No. 1, 1989, pp. 1-21.

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	39	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

riferimento a quanto indicato nell'EC7³ (Appendice H) rimandando alla Figura 7.6 per la definizione delle grandezze citate.

Le soglie dei valori della distorsione angolare suggeriti risultano di 2 mm/m (1/500) per le configurazioni di stato limite di esercizio (entro tale valore non si rilevano lesioni significative nelle tamponature e negli impianti) e 6.7 mm/m (1/150) nel caso delle configurazioni SLU (oltre tale valore è possibile rilevare danni alle strutture portanti). Quanto sopra descritto vale per deformate dell'edificio in cui il cedimento prevalente sia compreso entro la pianta dell'edificio ("sagging mode"; deformata concava). Nel caso la deformata abbia cedimenti prevalenti al bordo dell'edificio ("hogging mode"; deformata convessa), i parametri precedentemente citati vanno ridotti della metà. Si suggerisce inoltre che il cedimento relativo massimo ($\delta_{S_{max}}$) non superi il valore di 50 mm.

Occorre segnalare che il parametro di distorsione angolare (β_{max}) osservato da Skempton e McDonald⁴ (1959), basato sull'osservazione di 98 edifici, e da Ricceri e Soranzo⁵ (1985), su 25 strutture realizzate in Italia, per il quale non si ha comparsa di fessure sui tamponamenti, risulta meno cautelativo dei suggerimenti riportati nell'EC7, raggiungendo il limite $\beta \leq 1/300$ (3.33 mm/m). E' quindi possibile collegare i valori limite di distorsione angolare alle categorie di danno riportate in Tabella 7.8 (deformata concava: "sagging mode"):

Tabella 7.8 valori limite di distorsione angolare β

Categoria del danno	Grado di severità del danno	β_{lim} (mm/m)
0	trascurabile	0.00 ÷ 1.00
1	molto leggero	1.00 ÷ 2.00
2	leggero	2.00 ÷ 3.33
3	da moderato a severo	3.33 ÷ 6.67
4 - 5	da severo a molto severo	> 6.67

Determinato il valore β ed il valore ε_h i valori di soglia risultano soddisfatti qualora sia garantita la disequaglianza :

$$\varepsilon_h / \varepsilon_{LIM} + (\beta / \beta_{LIM})^2 \leq 1$$

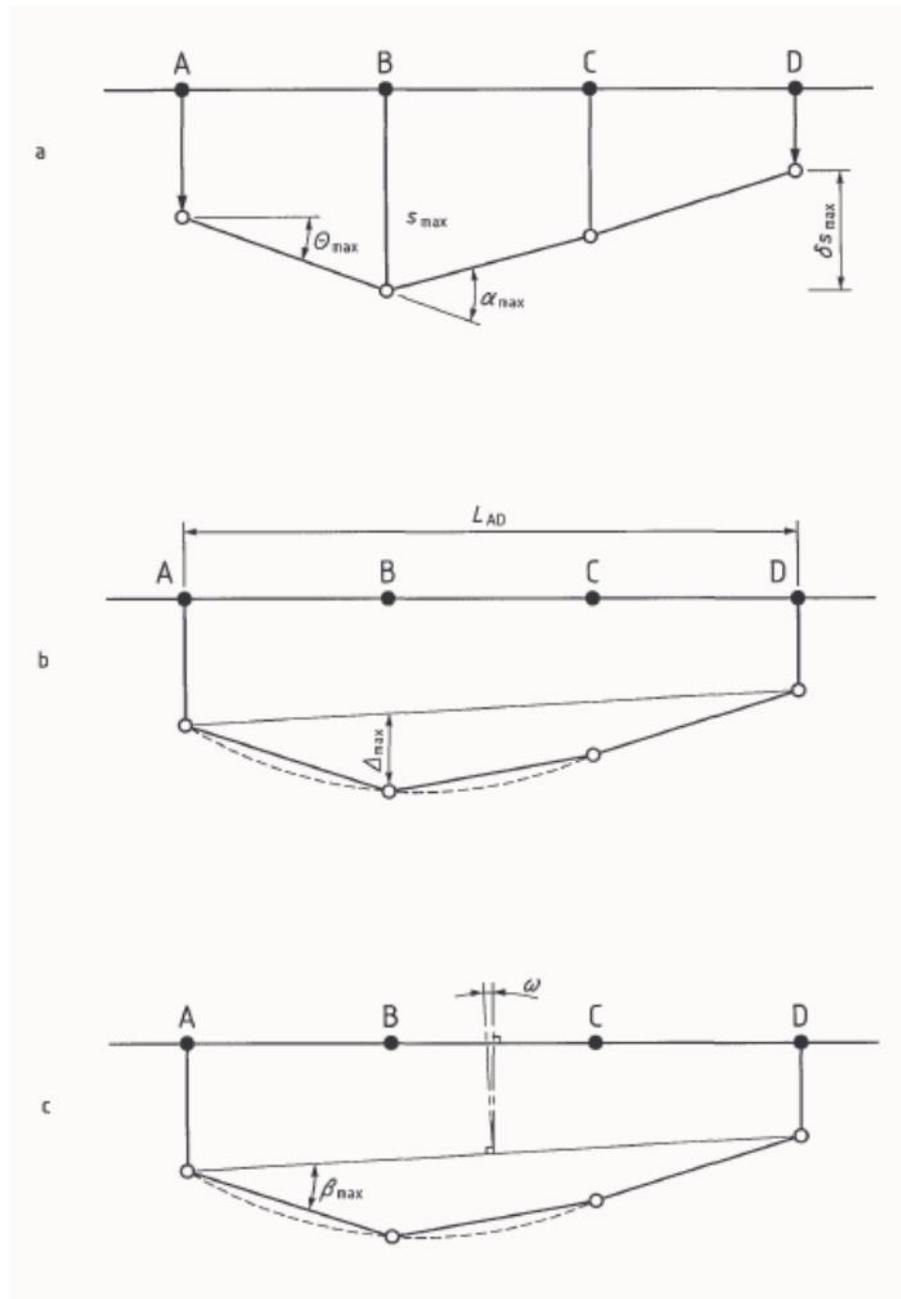
Dove i valori soglia, per deformata concava, risultano: ε_{LIM} (0.75 mm/m) e β_{LIM} (1 mm/m) a coprire le categorie di danno da 0 a 1, ovvero trascurabili.

³ UNI EN 1997-1 Eurocodice 7: Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali

⁴ Skempton, AW, McDonald, DH (1959) "Allowable settlement of Buildings". Proc. Instn. Civ. Eng., Part. 3, Vol 5 pp 727-768

⁵ Ricceri, G, Soranzo, M (1985) "An Analysis on Allowable Settlements of Structures". RIG, 4, pp 177-188

Figura 7.6 Cedimenti, rotazioni e distorsioni angolari



- a) definitions of settlement s , differential settlement δs , rotation θ and angular strain α
- b) definitions of relative deflection Δ and deflection ratio Δ/L
- c) definitions of tilt ω and relative rotation (angular distortion) β

Dall'analisi ad elementi finiti non emergono dati che possano determinare l'insorgere di deformazioni, negli edifici prospicienti gli scavi, tali da provocare danni strutturali ai medesimi.

I valori di deformazione rilevati e le corrispondenti verifiche hanno evidenziato livelli di deformazione inferiori al limite di **categoria di danno 1 (CD 1)**.

L'equazione del dominio delle classi di danno $[\epsilon_h / \epsilon_{LIM} + (\beta / \beta_{LIM})^2 \leq 1]$, con riferimento alle soglie di

	RELAZIONE TECNICA GENERALE				
	N° COMMESSA (JOB N°)	ID DOC. (DOC. ID)	REV.	N° FG. (SH. N.)	DI (LAST)
	11300273776		3	41	41
PSBO - VASCHE DI LAMINAZIONE AUSA					

Tabella 7.7 e Tabella 7.8, viene visualizzata in Figura 7.7 con inseriti i punti, corrispondenti alla categoria di danno atteso, ottenuti dai calcoli ad Elementi Finiti per gli edifici adiacenti gli scavi.

La modellazione cautelativa consente di ritenere che, in realtà, gli effetti saranno ancora minori di quelli ottenuti con il presente studio.

Figura 7.7 domini interazione ε - β per le classi di danno 0-1-2-3

