



Università degli Studi di Napoli “Federico II”

Scuola Politecnica e delle Scienze di Base

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile – Architettura

Corso di Costruzioni Idrauliche

Anno Accademico 2022 – 2023

Elaborato 1

Progetto di un’opera di adduzione idrica

Docente

Prof. Ing. Francesco **Pugliese**

Tutor

Ing. Giuseppe **Ascione**

Studenti

Pasquale Maria **Esposito**

Riccardo Maria **Polidoro**

Anna Laura **Rosa**

Sommario

1.	Introduzione.....	7
1.1	Parametri di progetto.....	7
2.	Scelta del materiale per le tubazioni.....	8
3.	Dimensionamento e selezione delle condotte	9
3.1	Criterio economico di scelta per le tubazioni.....	11
4.	Selezione del gruppo motore – pompa.....	13
4.1	Curve caratteristiche dell'impianto.....	14
4.2	Verifica a cavitazione.....	16
5.	Definizione dell'effettivo tracciato altimetrico dell'opera	18
6.	Verifica statica della condotta	20
6.1	Verifica alla pressione interna	21
6.2	Verifica a depressione interna (buckling)	22
6.3	Verifica di Spangler all'inflessione diametrale	23
6.3.1	Carichi agenti.....	23
6.3.2	Calcolo dei carichi agenti.....	27
6.3.3	Verifica all'inflessione diametrale.....	27
7.	Dimensionamento e verifica di un blocco di ancoraggio.....	28
7.1	Calcolo della spinta idrodinamica agente	28
7.2	Dimensionamento del blocco di ancoraggio a gravità	29
7.2.1	Verifica a scorrimento orizzontale	31
7.2.2	Verifica a schiacciamento del calcestruzzo nell'interfaccia tubazione-blocco.....	31
7.2.3	Verifica dell'eccentricità	32
7.2.4	Verifica a schiacciamento del terreno di sottofondo.....	32
7.3	Dimensionamento del blocco di ancoraggio portante.....	33
7.3.1	Verifica a scorrimento orizzontale	35
7.3.2	Verifica a schiacciamento del calcestruzzo all'interfaccia tubazione-blocco	35
7.3.3	Verifica dell'eccentricità	36
7.3.4	Verifica a schiacciamento del terreno di sottofondo.....	36
8.	Dimensionamento di misuratori di portata differenziali	36
8.1	Diaframma con prese di pressione agli angoli.....	37
8.2	Boccagli	39
8.2.1	Boccaglio ISA 1932	39
8.2.2	Venturimetro-Boccaglio	39
8.2.3	Requisiti di installazione di boccagli.....	40

8.3	Venturimetro	40
8.4	Dimensionamento	40
8.5	Scala di deflusso e andamento delle perdite di carico.....	41
9.	Dimensionamento del serbatoio idraulico K.....	42
8.1	Dimensionamento delle vasche.....	43
8.1.1	Capacità di compenso.....	43
8.1.2	Capacità di riserva	43
8.1.3	Capacità antincendio.....	44
8.1.4	Calcolo del volume d'acqua contenuto nel serbatoio.....	44
8.1.5	Dimensionamento geometrico delle vasche	44
8.2	Dimensionamento delle componenti della camera di manovra	45
8.2.1	Dimensionamento dello scarico di fondo di una vasca.....	46
8.2.2	Dimensionamento dello scarico di superficie di una vasca.....	46
8.2.3	Dimensionamento della canaletta di scarico	47
8.2.4	Dimensionamento del pozzetto di shuntaggio	48
8.3	Funzionamento della camera di manovra	49

1. Introduzione

L'elaborato in oggetto verte sul dimensionamento di un'opera di adduzione idrica (acquedotto esterno), ovvero l'insieme delle opere di captazione, trattamento, adduzione e stoccaggio dell'acqua che consentono l'approvvigionamento della risorsa idrica nei serbatoi a servizio dei centri abitati.

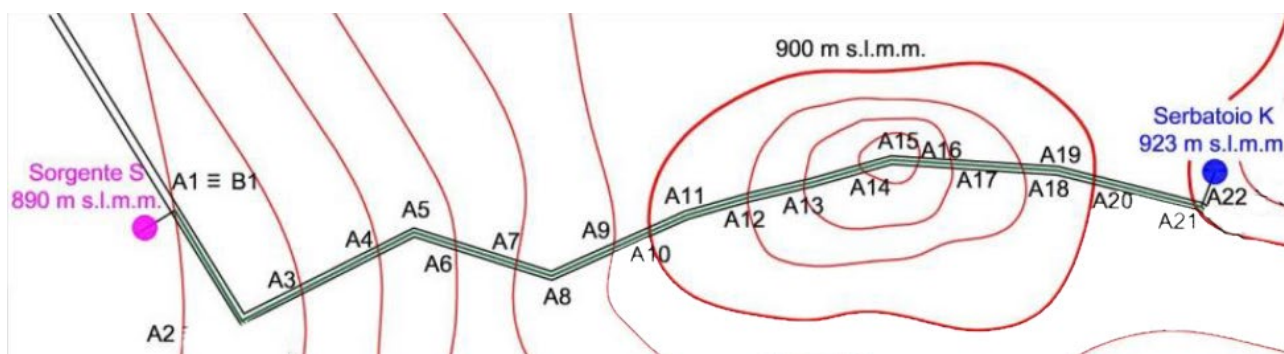
1.1 Parametri di progetto

Per determinare le caratteristiche di riferimento dell'ambito di intervento, sono stati assunti i seguenti parametri:

- **M**: parte intera della media del numero di lettere dei cognomi dei costituenti il gruppo, assunto pari a 7;
- **N**: parte intera della media del numero di lettere dei nomi dei costituenti il gruppo, assunto pari a 7⁽¹⁾;
- **P**: parametro desunto dalla formula: $P = 1 + \left[\frac{2(M - N)}{70} \right]$, assunto pari ad 1.

Ne seguono i seguenti dati di progetto:

- **Popolazione**: 7000 abitanti;
- **Dotazione idrica pro capite**: 239 Litri/(abitanti*giorno);
- **Quote di sfioro**:
 - Sorgente: 880 metri sul livello medio mare;
 - Serbatoio ricettore: 915 metri sul livello medio mare.
- **Percorso**: Tipologia "A", con tracciato planimetrico e dati altimetrici di riferimento indicati di seguito.



¹ Contrariamente alla definizione rigorosa dei parametri, a causa del considerevole valore assunto dal parametro N (pari a 12 in caso di rispetto rigoroso delle indicazioni) si è ritenuto di considerare solo il primo nome di uno dei costituenti del gruppo, determinando il valore indicato.



Percorso A			
Picchetto	Distanza progressiva (m)	Quota (m.s.l.m.m.)	Deviazione planimetrica (°)
Sorgente S	0	890	
A1	164	875	90
A2	365	862	
A3	562	850	
A4	832	825	
A5	1023	817	90
A6	1111	825	
A7	1286	850	
A8	1389	859	60
A9	1579	875	
A10	1728	900	
A11	1903	917	
A12	2058	925	
A13	2148	950	
A14	2317	975	
A15	2435	989	25
A16	2568	975	
A17	2657	950	
A18	2759	925	
A19	2880	919	20
A20	2973	900	
A21	3132	900	
A22	3245	912	90
Serbatoio K	3382	923	

Nelle successive evoluzioni del progetto, si osserverà una variazione rispetto alle quote geodetiche dei picchetti A12 – A19, dovuta ad esigenze tecniche per il corretto funzionamento dell'impianto.

2. Scelta del materiale per le tubazioni

Come di consueto nelle applicazioni idriche, sono state selezionate tubazioni in acciaio bitumato non saldato (come definiti dalle norme UNI 6363:1984 + A199:1986), con rivestimento bituminoso pesante – primo strato di rivestimento in tessuto-vetro, secondo strato in feltro-vetro, come da norma UNI-ISO 5256:1987 – all'esterno, a sua volta protetto da uno strato di latte di calce per evitare alterazioni del rivestimento ed inficiarne la capacità di limitare l'insorgenza di fenomeni di corrosione nell'acciaio.

Le tubazioni in acciaio non saldato rappresentano una tipologia estremamente diffusa nel progetto delle opere di adduzione in virtù delle seguenti proprietà del materiale:

- Elevata resistenza a pressione (64 bar per un Fe360 di diametro nominale di 200 mm, contrapposto ai circa 15 bar di esercizio di una generica opera di adduzione);
- Migliori caratteristiche meccaniche rispetto alle tubazioni saldate a causa dell'assenza di sezioni e linee preferenziali di rottura;
- Lunghezza massima delle canne nell'ordine dei 12 m, che implica un minor numero di giunzioni tra canne adiacenti, ovvero un minor numero di sezioni *critiche*, che caratterizzano un'importante aliquota delle perdite idriche presenti nel sistema;
- Peso unitario relativamente ridotto (anche dovuto all'elevata resistenza specifica a trazione e l'elevata duttilità del materiale), che implica una maggior facilità di trasporto e posa in opera rispetto a tubazioni aventi caratteristiche meccaniche analoghe;
- Particolare adattabilità ad eventuali cedimenti nel terreno di posa (anch'essa dovuta principalmente all'elasticità e duttilità del materiale).

Per garantire una riduzione della scabrezza delle tubazioni, si considera un rivestimento bituminoso interno: ciò consente di diminuire le resistenze al moto – dunque le perdite di carico – dovute al flusso d'acqua nel sistema.

3. Dimensionamento e selezione delle condotte

Il dimensionamento delle tubazioni si effettua attraverso delle *formule di resistenza* – nelle tipiche applicazioni idriche, formule monomie – che valutano le perdite di carico distribuite nell'impianto. La formula monomia di riferimento per le tubazioni in acciaio bitumato non saldato è la formula di Scimemi – Veronese, avente la seguente espressione:

$$J = c_i \cdot b \left(\frac{Q^\alpha}{D^\beta} \right) \xleftrightarrow[\text{Scimemi - Veronese}]{\text{def}} J = 1.25 \cdot 0.001456 \cdot \frac{Q^{1.82}}{D^{4.71}} \Rightarrow \Delta H = J \cdot L = 1.25 \cdot 0.001456 \cdot \frac{Q^{1.82}}{D^{4.71}} \cdot L$$

In cui:

- c_i : *coefficiente di invecchiamento*, tiene conto della riduzione di sezione durante la vita utile della tubazione a causa di sedimenti di materiale in sospensione²;
- b : *coefficiente di scabrezza*, dipende dalla scabrezza del materiale;
- α, β : esponenti di portata e diametro della condotta, dipendenti dal materiale.

Per un efficace dimensionamento delle condotte, occorre imporre un limite tecnologico sulle velocità dell'acqua all'interno dell'impianto: è necessario porre un limite inferiore per garantire una buona conservazione delle caratteristiche organolettiche dell'acqua – limitando le possibilità di ristagno – e, allo stesso tempo, un limite superiore per limitare la quantità di moto e le vibrazioni nelle condotte, in grado di ledere nel lungo periodo le giunzioni, determinando perdite idriche nell'impianto; nel caso di tratti aventi funzionamento a sollevamento inoltre una velocità eccessiva determina maggiori effetti

² Poiché il dimensionamento di una condotta viene effettuato in condizione di tubi usati ma la prima fase di esercizio dell'opera è a tubi nuovi, risulta evidente che dovrà essere effettuato uno studio delle dissipazioni del carico aggiuntivo dovuto alla minor resistenza idraulica dei tubi nuovi e prevedere opportuni dispositivi (valvole di regolazione della portata, a rigore; nelle applicazioni pratiche sono di più frequente utilizzo le valvole a saracinesca in virtù di una maggiore economicità).



in occasione del transitorio da colpo d'ariete, ovvero la generazione di un moto vario ed improvviso che determina repentine oscillazioni di pressione in grado di provocare gravi lesioni nell'impianto.

Si riportano di seguito i dati alla base del calcolo teorico dei diametri delle condotte, ottenuti

Abitanti (ab)	Dotazione idrica (L/(ab*g))	Qm (L/s)
7000	239	19.36
Vmin (m/s)	Vmax.g (m/s)	Vmax.s (m/s)
0.5	2.5	1.5
Dmax (m)	Dmin.g (m)	Dmin.s (m)
0.22	0.10	0.13

imponendo un valore minimo di velocità di 0.50 m/s e un valore massimo di 2.50 m/s per i tratti aventi funzionamento idraulico a gravità e 1.50 m/s per i tratti aventi funzionamento idraulico a sollevamento.

Essendo nota la portata di progetto Qm, desunta dalla formula:

$$Q_m = \frac{dot \cdot N_{ab}}{86400}$$

Si ottiene per definizione di portata volumetrica che:

$$Q = \sigma \cdot v = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot v \Rightarrow D_{teorico} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot v}}$$

Tabella 3-1: Calcolo dei diametri teorici delle condotte.

Da ciò è possibile definire i diametri commerciali compatibili con i vincoli suddetti, identificati di seguito all'interno del catalogo del produttore considerato nella redazione del progetto (OPPO):

DN mm	Ø Est. mm	Ø Int. mm	Spessore mm	Peso tubo kg/m		Prezzo Euro/m
				Grezzo	riv. pesante	
40	48.3	43.1	2.6	2.9	3.9	17.5
50	60.3	54.5	2.9	4.1	5.3	21.6
65	76.1	70.3	2.9	5.2	6.6	27.35
80	88.9	82.5	3.2	6.8	8.6	42.35
100 ³	114.3	106.3	4	10.9	13.1	51.6
125	139.7	130.7	4.5	15	18.1	58.7
150	168.3	159.3	4.5	18.2	22.2	83.15
200	219.1	207.9	5.6	29.5	34.5	112.1
250	273	260.4	6.3	41.4	47.9	163.2
300	323.9	309.7	7.1	55.5	63.5	201.7
350	355.6	341.4	7.1	61	71	243.85
400	406.4	390.4	8	78.6	90.1	278.4
450	457.2	441.2	8	88.6	104.1	324.5
500	508	490.4	8.8	108	125	360.95

Tabella 3-2: Catalogo OPPO - tubazioni in acciaio bitumato non saldato.

Le successive fasi di dimensionamento e calcolo – a rigore condotte in base al diametro interno – sono state condotte assumendo come riferimento dimensionale il diametro nominale: essendo esso minore del diametro interno per classi diametrali inferiori al DN300, assumere detto valore consente

³ Risulta evidente che, per il tratto a sollevamento, non è possibile utilizzare la classe diametrale DN100 in quanto non rispetta il limite inferiore imposto nel dimensionamento teorico.

di operare a vantaggio di sicurezza in quanto vengono stimate perdite di carico maggiori rispetto a quelle effettivamente presenti nell'opera realizzata.

3.1 Criterio economico di scelta per le tubazioni

Come descritto nei paragrafi successivi, l'impianto in oggetto presenta un funzionamento idraulico *misto*, secondo uno schema a gravità-sollevamento-gravità; ne risulta che la selezione delle condotte determina 48 possibili combinazioni. La scelta viene dunque operata secondo un criterio di maggior economicità, valutando le funzioni di costo relative alla posa in opera dell'impianto ed ai costi energetici di esercizio del gruppo motore-pompa previsto, selezionando il minimo della combinazione lineare delle due aliquote una volta rese omogenee attraverso l'introduzione di un *tasso di interesse annuo*.

A prescindere dallo schema idraulico, l'applicazione del criterio economico richiede la definizione delle cadenti piezometriche J in funzione del diametro delle tubazioni, partendo dal pelo libero del serbatoio iniziale (in prossimità della fonte di approvvigionamento) e considerando un carico residuo di 5m dal pelo libero del serbatoio ricevente, in maniera tale da tener conto di eventuali dissipazioni dovute alla presenza di numerosi pezzi speciali nella camera di manovra del serbatoio suddetto. L'intersezione tra le piezometriche a gravità e il tracciato dell'acquedotto determina i limiti geometrici dell'impianto a sollevamento.

Come intuibile dal grafico in *Figura 2*, sono state scartate dal progetto le tubazioni DN100 in quanto, a causa dell'elevata cadente piezometrica, non rispondenti ai limiti tecnologici di progetto (carico minimo di 5 m in ogni sezione, non rispettato nel primo tratto a gravità, e mancata intersezione con il tracciato dell'acquedotto nel secondo tratto). Ne risulta che le combinazioni complessive da considerare nel progetto sono 27.

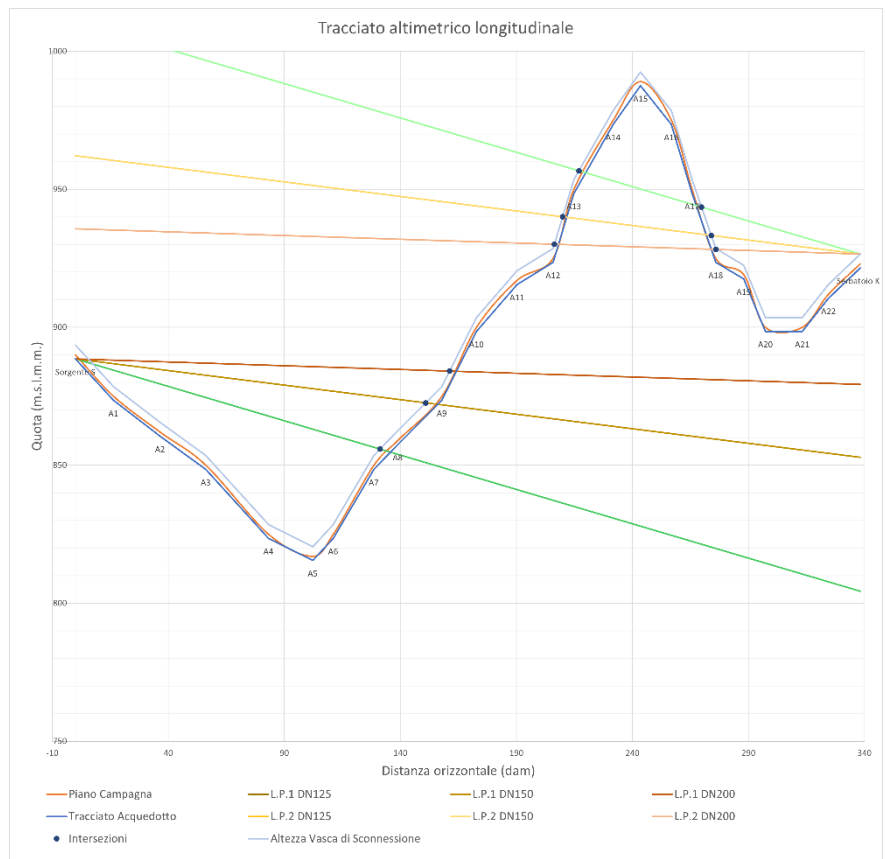


Figura 2: Intersezione delle piezometriche a gravità con il tracciato dell'acquedotto.



Come anticipato, è possibile ora procedere nella valutazione economica dei costi di installazione ed esercizio delle varie combinazioni possibili dell'impianto, considerando le seguenti formule di calcolo:

$$C_{tot} = r C_1 + r C_2 + C_3$$

$$C_{1[2]} = (\pi D_m s L) \cdot \gamma_{condotto} \cdot \text{costo}_{tubazione/kg} = L \cdot \text{costo}_{tubazione/m}$$

$$C_3 = P \cdot n \cdot \text{costo}_{kWh} = 9.81 \cdot Q \cdot H_m \cdot \frac{1}{\eta} \cdot n \cdot \text{costo}_{kWh}$$

$$r = \frac{i (1+i)^{n'}}{(1+i)^{n'} - 1}$$

in cui:

- C_{tot} : costo totale dell'impianto;
- C_1, C_2 : costi di acquisto e posa in opera delle condotte a gravità e a sollevamento, rispettivamente;
- C_3 : costo dell'energia elettrica annua utilizzata nell'esercizio del gruppo motore-pompa;
- D_m : diametro medio del condotto;
- s : spessore del condotto;
- $\gamma_{condotto}$: peso specifico;
- P : potenza del gruppo motore-pompa;
- n : numero di ore di funzionamento annuo del gruppo motore-pompa;
- H_m : prevalenza manometrica del gruppo motore-pompa;
- η : rendimento del gruppo motore-pompa;
- i : interesse di base (3,0%);
- n' : vita utile dell'opera (50 anni).

In virtù della ridotta potenza dell'impianto di sollevamento – come dimostrato nel seguito – si ritiene ammissibile considerare un impianto automatizzato a funzionamento continuo, il che implica minori aggravii economici (dovuti alla necessità di prevedere pompe di maggior potenza, tubazioni di diametro maggiore, vasche di compenso in cui si accumula l'acqua quando l'impianto non è in esercizio...) e non richiede la presenza di personale addetto per monitorare l'impianto.

Si riportano di seguito i calcoli relativi ai costi delle possibili combinazioni, evidenziando le combinazioni ritenute più vantaggiose.

Combinazioni possibili per l'impianto in oggetto																
Dg1 (mm)	Dg2 (mm)	Ds (mm)	Lg1 (m)	Lg2 (m)	Ls (m)	Jg1 (-)	Jg2 (-)	Js (-)	Hg (m)	Hm (m)	P (kW)	C1 (€)	C2 (€)	C3 (€/anno)	Ctot (€/anno)	Scarto (%)
125	125	125	1312.71	1212.54	856.75	0.02488	0.02488	0.02488	95.8402	123.7845	35.00	71176.38	50291.10	49089.6	53810.49	47.50
125	125	150	1312.71	1212.54	856.75	0.02488	0.02488	0.01054	95.8402	110.0870	34.00	71176.38	71238.59	47687.04	53222.07	46.90
125	125	200	1312.71	1212.54	856.75	0.02488	0.02488	0.00272	95.8402	104.7947	28.00	71176.38	96041.44	39271.68	45770.68	38.30
125	150	125	1312.71	1282.52	786.77	0.02488	0.01054	0.02488	79.1887	105.3917	28.00	106641.49	46183.59	39271.68	45211.30	37.50
125	150	150	1312.71	1282.52	786.77	0.02488	0.01054	0.01054	79.1887	93.0950	33.00	106641.49	65420.20	46284.48	52971.74	46.70
125	150	200	1312.71	1282.52	786.77	0.02488	0.01054	0.00272	79.1887	87.9529	24.00	106641.49	88197.29	33661.44	41233.95	31.50
125	200	125	1312.71	1318.29	751.00	0.02488	0.00272	0.02488	69.2518	93.5511	33.00	147780.59	44083.71	46284.48	53741.38	47.50
125	200	150	1312.71	1318.29	751.00	0.02488	0.00272	0.01054	69.2518	82.3836	29.00	147780.59	62445.67	40674.24	48844.79	42.20
125	200	200	1312.71	1318.29	751.00	0.02488	0.00272	0.00272	69.2518	77.9186	22.00	147780.59	84187.13	30856.32	39871.86	29.20
150	125	125	1508.84	1212.54	660.62	0.01054	0.02488	0.02488	79.0824	102.1461	28.00	71176.38	38778.36	39271.68	43545.13	35.10
150	125	150	1508.84	1212.54	660.62	0.01054	0.02488	0.01054	79.0824	92.6721	24.00	71176.38	54930.51	33661.44	38562.65	26.80
150	125	200	1508.84	1212.54	660.62	0.01054	0.02488	0.00272	79.0824	87.5035	24.00	71176.38	74055.44	33661.44	39305.95	28.20
150	150	125	1508.84	1282.52	590.64	0.01054	0.01054	0.02488	62.4309	82.3425	29.00	106641.49	34670.85	40674.24	46166.41	38.80
150	150	150	1508.84	1282.52	590.64	0.01054	0.01054	0.01054	62.4309	75.2828	21.00	106641.49	49112.12	29453.76	35507.20	20.50
150	150	200	1508.84	1282.52	590.64	0.01054	0.01054	0.00272	62.4309	70.6617	21.00	106641.49	66211.28	29453.76	36171.77	21.90
150	200	125	1508.84	1318.29	554.87	0.01054	0.00272	0.02488	52.4940	72.9262	21.00	147780.59	32570.97	29453.76	36463.21	22.60
150	200	150	1508.84	1318.29	554.87	0.01054	0.00272	0.01054	52.4940	63.5579	20.00	147780.59	46137.59	28051.2	35587.93	20.60
150	200	200	1508.84	1318.29	554.87	0.01054	0.00272	0.00272	52.4940	59.6140	17.00	147780.59	62201.12	23843.52	32004.56	11.80
200	125	125	1612.46	1212.54	556.99	0.00272	0.02488	0.02488	67.5593	88.0443	24.00	71176.38	32695.47	33661.44	37698.47	25.10
200	125	150	1612.46	1212.54	556.99	0.00272	0.02488	0.01054	67.5593	80.0564	22.00	71176.38	46313.94	30856.32	35422.64	20.30
200	125	200	1612.46	1212.54	556.99	0.00272	0.02488	0.00272	67.5593	75.6985	21.00	71176.38	62438.88	29453.76	34646.78	18.50
200	150	125	1612.46	1282.52	487.02	0.00272	0.01054	0.02488	50.9079	68.2407	19.00	106641.49	28587.96	26648.64	31904.40	11.50
200	150	150	1612.46	1282.52	487.02	0.00272	0.01054	0.01054	50.9079	61.6537	17.00	106641.49	40495.55	23843.52	29562.07	4.50
200	150	200	1612.46	1282.52	487.02	0.00272	0.01054	0.00272	50.9079	58.8568	17.00	106641.49	54594.72	23843.52	30110.05	6.20
200	200	125	1612.46	1318.29	451.24	0.00272	0.00272	0.02488	40.9709	58.8243	17.00	147780.59	26488.08	23843.52	30616.56	7.80
200	200	150	1612.46	1318.29	451.24	0.00272	0.00272	0.01054	40.9709	50.9422	15.00	147780.59	37521.02	21038.4	28240.24	0.00
200	200	200	1612.46	1318.29	451.24	0.00272	0.00272	0.00272	40.9709	48.8225	15.00	147780.59	50584.56	21038.4	28747.96	1.80

Tabella 3-3: Costi delle varie combinazioni diametrali dell'impianto in oggetto.

Si osserva che la soluzione economicamente più vantaggiosa è rappresentata dalla seguente combinazione:

- DN200 nel primo tratto a gravità;
- DN150 nel tratto a sollevamento;
- DN200 nel secondo tratto a gravità.

Si osserva che sono presenti due soluzioni aventi uno scarto economico entro il 5% dalla soluzione economicamente più vantaggiosa (evidenziate in giallo) ed altrettante aventi uno scarto tra il 5% e il 10% (evidenziate in rosso). Tale evidenziazione è stata attuata poiché può risultare più vantaggioso selezionare una combinazione avente un costo leggermente superiore rispetto a quella rigorosamente più vantaggiosa se la suddetta presenta un numero inferiore di classi diametrali impiegate, in virtù della necessità di acquistare uno stock di canne di classi diametrali pari a quelle in esercizio per consentire interventi rapidi di manutenzione in caso di necessità. Difatti, si è scelto di optare per l'ultima combinazione (n° 27), che prevede come unica classe diametrale il DN200 e presenta uno scarto del 1.80% rispetto alla soluzione economicamente più vantaggiosa.

4. Selezione del gruppo motore – pompa

Come anticipato nella sezione precedente, il criterio del minor costo economico dipende in parte dai costi di esercizio legati al gruppo motore-pompa. Essendo stati anticipati i risultati del calcolo, in questa sezione ci si occuperà di definire i passaggi operativi attuati nella definizione dell'alternativa più rispondente alle esigenze progettuali.

In base ai diversi parametri delle combinazioni diametrali, sono state selezionate diverse pompe da uno stesso produttore (Lowara, serie e-MP, ESH, e-IXP) di cui si riportano le caratteristiche, distinte in



base al tipo di pompa selezionato per la combinazione di riferimento. Nella tabella sono evidenziate le pompe relative alle alternative progettuali già descritte al paragrafo 3.1.

Valutazione pompe										
Produttore (-)	Serie (-)	Famiglia (-)	Modello (-)	n° poli (-)	DN aspirazione (mm)	QBEP (mc/h)	n° stadi (-)	NPSHr (m)	P (kW)	η (%)
Lowara	e-MPA	65A/03	3B	2	65	70.00	3	2.60	35	74.40
Lowara	e-MPA	100A/02	2E	2	100	105.00	2	2.60	34	65.00
Lowara	e-MPA	65A/03	3C	2	65	65.00	3	2.50	28	72.00
Lowara	e-MPA	65A/03	3C	2	65	65.00	3	2.50	28	72.00
Lowara	e-IXP	80-50-315	φ285	2	80	108.00	1	2.70	33	61.00
Lowara	e-MPA	65A/02	2A	2	65	72.00	2	2.50	24	76.40
Lowara	e-IXP	80-50-315	φ285	2	80	108.00	1	2.70	33	61.00
Lowara	e-MPA	100B/01	100B/01A	2	100	180.00	1	2.50	29	60.00
Lowara	ESH	65-250	250/300	2	65	99.50	1	1.20	22	70.00
Lowara	e-MPA	65A/03	3C	2	65	65.00	3	2.50	28	72.00
Lowara	e-MPA	65A/02	2A	2	65	72.00	2	2.50	24	76.40
Lowara	e-MPA	65A/02	2A	2	65	72.00	2	2.50	24	76.40
Lowara	e-MPA	100B/01	100B/01A	2	100	180.00	1	2.50	29	60.00
Lowara	e-MPA	65A/02	2B	2	65	69.50	2	2.50	21	73.30
Lowara	e-MPA	65A/02	2B	2	65	69.50	2	2.50	21	73.30
Lowara	e-MPA	65A/02	2B	2	65	69.50	2	2.50	21	73.30
Lowara	e-MPA	100A/01	100A/01B	2	100	118.00	1	2.50	20	65.00
Lowara	e-IXP	80-50-250	φ225	2	80	79.50	1	2.00	17	69.30
Lowara	e-MPA	65A/02	2A	2	65	72.00	2	2.50	24	76.40
Lowara	ESH	65-250	250/300	2	65	99.50	1	1.20	22	70.00
Lowara	e-MPA	65A/02	2B	2	65	69.50	2	2.50	21	73.30
Lowara	e-MPA	100A/05	5A	4	100	60.00	5	1.40	19	73.00
Lowara	e-IXP	80-50-250	φ225	2	80	79.50	1	2.00	17	69.30
Lowara	e-MPA	65A/02	2C	2	65	63.00	2	2.50	17	69.00
Lowara	e-MPA	65A/02	2C	2	65	63.00	2	2.50	17	69.00
Lowara	e-MPA	100A/04	4A	4	100	60.00	4	1.20	15	74.00
Lowara	e-MPA	65B/01	1B	2	65	90.00	1	3.00	15	75.00

Tabella 4-1: Gruppi motore-pompa nelle differenti combinazioni diametrali possibili.

Si rimanda al file Excel allegato per informazioni su frequenza e dati geometrici sulle giranti delle pompe analizzate.

La selezione dei vari gruppi motore-pompa si effettua considerando il *punto di funzionamento* di un'ipotetica pompa ideale nell'impianto, che opera alla portata di progetto ed alla prevalenza manometrica richiesta. Nota la serie di pompe selezionata in base al *range* di operatività definito dal produttore nel catalogo delle proprie serie, attraverso grafici presenti sul catalogo del produttore relativo alla singola serie è possibile determinare la famiglia rispondente alle proprie necessità. In base alla famiglia inoltre è possibile definire il modello di interesse per l'applicazione progettuale, avente specifiche caratteristiche prestazionali e diverse curve caratteristiche.

Come anticipato, l'alternativa più vantaggiosa corrisponde alla combinazione 27; si riportano di seguito i dati relativi al gruppo motore-pompa selezionato:

Dati pompa										
Produttore (-)	Serie (-)	Famiglia (-)	Modello (-)	n° poli (-)	DN mandata (mm)	NPSHr (m)	P (kW)	η (%)	L'aspirazione (m)	
Lowara	e-MPA	65B/01	1B	2	65	75	15	75	3	

4.1 Curve caratteristiche dell'impianto

Il gruppo motore-pompa è un dispositivo in grado di vincere il dislivello e le perdite di carico tra due punti ad altezza geodetica crescente (nell'applicazione di un impianto a sollevamento); essa determina un primo, breve tratto con ridotte perdite di carico – coincidente con la *condotta di*

aspirazione – per poi indurre una prevalenza manometrica, ovvero un incremento puntuale di energia, composta dalle seguenti aliquote:

- **Altezza geodetica** H_g ;
- **Perdite di carico** $\Delta H = J \cdot L$, considerando trascurabili quelle della condotta di aspirazione;
- **Carico residuo** H_{res} , energia di sicurezza che tiene conto delle perdite di carico nella camera di manovra in prossimità del serbatoio di arrivo.

Si osserva che l'unico parametro variabile in funzione della portata è la cadente piezometrica J ; la forma funzionale della prevalenza manometrica in funzione della portata dunque è una funzione potenza (l'esponente della portata nella formula di resistenza di Scimemi-Veronese è circa pari a 2):

$$\left. \begin{aligned} H_m &= H_g + H_{res} + J_s \cdot L_s; \\ J_s \cdot L_s &= \Delta H_s = c \cdot b \cdot \frac{Q^\alpha}{D^\beta} \cdot L_s \end{aligned} \right\} J_s = f(Q^n); n \rightarrow 2$$

La rappresentazione grafica di detta funzione coincide con il diagramma di una delle curve caratteristiche dell'impianto, curve che rappresentano la risposta dell'impianto al variare della portata in condizioni di tubi nuovi e di tubi usati; una volta note, si cerca un modello di pompa avente caratteristiche prestazionali compatibili con quelle dell'impianto ovvero tale da avere una propria curva caratteristica – offerta dal produttore – che, in corrispondenza della portata di progetto, interseca o è leggermente superiore – con un limite di dissipazione di 6-8 metri, oltre il quale si ritiene che la pompa selezionata sia troppo potente in quanto il carico aggiuntivo da dissipare implicherebbe una spesa superflua in termini di consumi di energia elettrica – alla curva caratteristica dell'impianto a tubi usati.

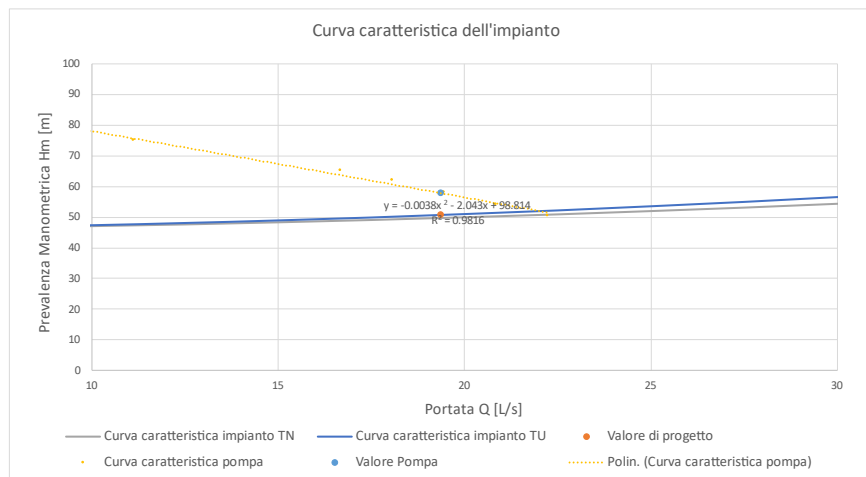


Figura 4: Curve caratteristiche dell'impianto - combinazione 26 (economicamente più vantaggiosa).

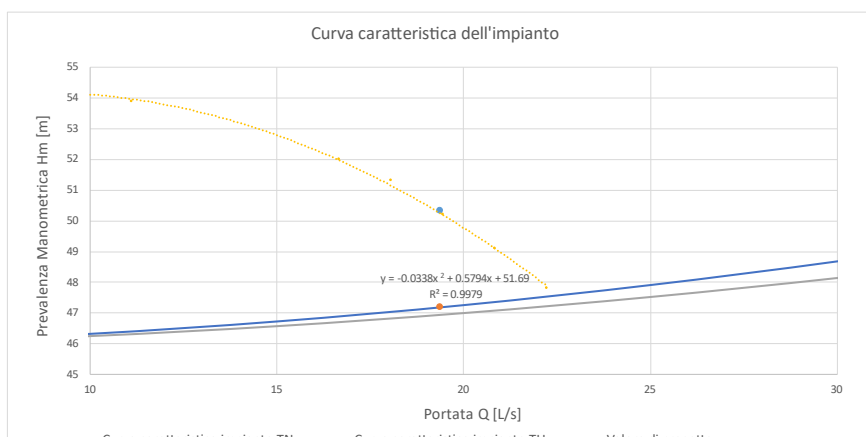


Figura 3: Curve caratteristiche dell'impianto - combinazione 27 (scarto economico del 3.30% rispetto alla combinazione 26)



Si rimanda al file Excel in allegato per i diagrammi delle combinazioni non presentate in questa pagina.

In particolare, si osserva che con l'impianto a tubi usati sarà necessario dissipare 3.12 m di carico in eccesso fornito dal gruppo motore pompa; con l'impianto a tubi nuovi tale carico è pari a 3.37 m. Entrambe le condizioni rispettano il limite superiore di 8 m; la pompa selezionata è dunque valida.

4.2 Verifica a cavitazione

Si definisce *cavitazione* un fenomeno in cui si formano zone di vapore all'interno di un liquido a causa di repentine e puntuali riduzioni di pressione in prossimità dell'estremità della girante di una pompa. Essendo tali zone soggette all'elevata pressione del liquido circostante, degradano rapidamente causando implosioni ed esplosioni che inficiano la tenuta meccanica dell'elemento e decurtando materiale dalla girante. Essa determina i seguenti effetti:

- Modifica idrodinamica del flusso e riduzione della capacità idrovetrica;
- Danni sulla parete del condotto e sulla girante;
- Effetti estranei, eventualmente accompagnati da danni ed abrasioni;
- Caduta della curva caratteristica della pompa e del suo rendimento;
- Disadescamento della pompa;
- Rumori e vibrazioni;
- Corrosione dei passaggi interni della pompa.

Per verificare e garantire che il fenomeno non si verifichi, la normativa richiede una verifica del *carico netto assoluto di aspirazione* dell'impianto ($NPSH_{available}^4$) – carico energetico assoluto da garantire alla girante affinché non si inneschi il fenomeno – necessariamente maggiore del carico netto assoluto di aspirazione della pompa ($NPSH_{required}^4$), cui si aggiunge tipicamente un'aliquota di carico di sicurezza dell'ordine di 1 metro.

Secondo la norma UNI EN 12845:2009, si ha che:

$$NPSH_{available} = \frac{p_a}{\gamma} - \left(\frac{p_v}{\gamma} + \frac{p_g}{\gamma} \right) - \left(z_a + \frac{D}{2} \right) - \Delta h_r;$$

$$NPSH_{required} = \Delta h^* + \frac{v_1^2}{2g};$$

$$NPSH_{available} - NPSH_{required} \geq 1\text{m}$$

in cui:

- p_a/γ : pressione atmosferica;
- p_v/γ : tensione di vapore;
- p_g/γ : tensione dei gas disciolti;

⁴ $NPSH$ =Net Positive Suction Head.

- z_a : altezza di aspirazione;
- $D/2$: semidiametro della girante;
- Δh_r : perdite di carico nella condotta di aspirazione;
- Δh^* : pressione minima della pompa per non avere cavitazione⁵;
- V_1 : velocità nel tubo di aspirazione all'imbocco della pompa.

Il calcolo della aliquota di pressione atmosferica (pari a 10.33 m se la girante si trova al livello medio mare) dipende dalla quota della girante, secondo la legge lineare indicata in *Figura 5*.

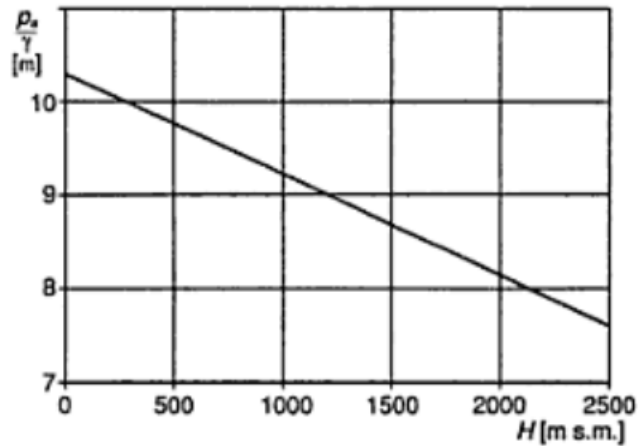


Figura 5: Legge di andamento della pressione atmosferica

Analogamente, il calcolo della tensione di vapore – da effettuare alla temperatura minima di 40°C – dipende dalla legge parabolica indicata in *Figura 6*.

Essendo la tensione di vapore unitaria (1 m) alla temperatura di 45°C, si è preferito operare con un leggero margine di sicurezza in virtù della conseguente riduzione dell'onere computazionale.

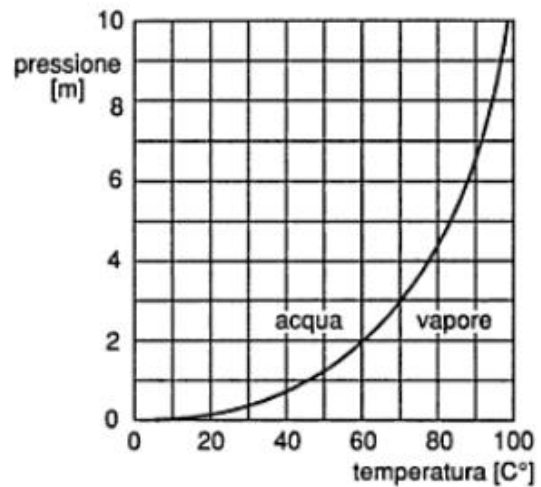


Figura 6: Legge costitutiva della tensione di vapore

Nel calcolo del $NPSH_{available}$ risulta che la tensione dei gas disciolti è trascurabile; Δh_r può essere desunta dal calcolo tramite formule di resistenza e z_a , poiché il gruppo motore-pompa ipotizzato opera sotto battente, è minore di 0. Ciò implica una maggiore sicurezza; si richiede però un'ulteriore verifica in cui si ipotizza che la vasca di sconnessione da cui la pompa aspira acqua (avente quota di sfioro di 5m superiore alla quota della girante nel caso in oggetto) sia pressoché vuota, imponendo inoltre che la pompa operi sopra battente ($z_a = +1$ m). In questo modo, si determina una condizione più gravosa di quella normalmente richiesta dalla verifica, determinando un margine di sicurezza ulteriore.

Si riportano di seguito i risultati della verifica relativi alla combinazione 21, economicamente più vantaggiosa, riportando al file Excel in allegato per le verifiche delle combinazioni rimanenti.

Verifica NPSH				
Z_{pompa} (m)	P_a/γ (m)	$NPSH_{available}$ (m)	$NPSH_{required}$ (m)	$\Delta NPSH$ (m)
886.28	10.22	7.60	3	4.60

⁵ funzione delle caratteristiche della macchina.



5. Definizione dell'effettivo tracciato altimetrico dell'opera

Essendo in possesso di tutti i dati tecnici che consentono di determinare efficacemente il tracciato effettivo dell'opera progettata, si propongono di seguito i dati ad esso relativi:

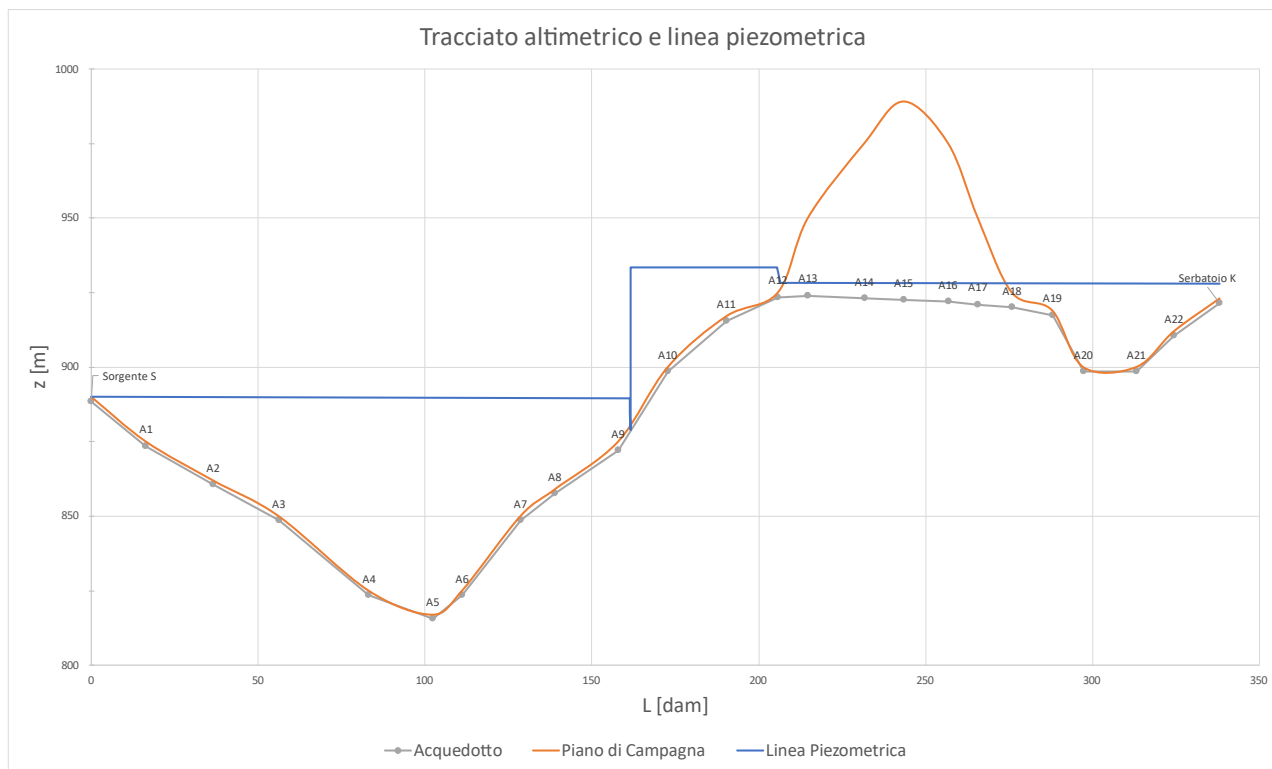


Figura 7: Tracciato altimetrico effettivo e linea piezometrica.

Nel grafico in *Figura 7* è possibile osservare l'effettivo tracciato dell'acquedotto rispetto al profilo altimetrico originario del terreno; le modifiche delle quote dei picchetti A12-A19 sono dovute, come evidente, ad un'impossibilità di mantenere delle condizioni di carico tecnicamente efficaci all'interno del secondo tratto a gravità nella configurazione precedente. Si segnalano, inoltre, i due salti nel diagramma delle piezometriche in prossimità dei picchetti A9 ed A12: essi individuano delle vasche di sconnessione idraulica, che garantiscono l'indipendenza idraulica dei tratti aventi differente funzionamento, limitando gli effetti di eventuali fenomeni di colpo d'ariete.

Si riportano di seguito i dati plano-altimetrici aggiornati del tracciato.

Percorso A				
Picchetto	Distanza progressiva (m)	Quota (m.s.l.m.m.)	Deviazione planimetrica (°)	H impianto (m)
Sorgente S	0	890		888.5
A1	164	875	90	873.5
A2	365	862		860.5
A3	562	850		848.5
A4	832	825		823.5
A5	1023	817	90	815.5
A6	1111	825		823.5

A7	1286	850		848.5
A8	1389	859	60	857.5
A9	1579	875		872
A10	1728	900		898.5
A11	1903	917		915.5
A12	2058	925		923.5
A13	2148	950		924
A14	2317	975		923
A15	2435	989	25	922.5
A16	2568	975		922
A17	2657	950		921
A18	2759	925		920
A19	2880	919	20	917.5
A20	2973	900		898.5
A21	3132	900		898.5
A22	3245	912	90	910.5
Serbatoio K	3382	923		921.5

Si allegano inoltre i dati relativi alle deviazioni angolari altimetriche, calcolate in corrispondenza di ciascun picchetto:

Calcolo delle deviazioni altimetriche		
Picchetto	(Rad) (-)	(Deg) (°)
Sorgente S	0.0000	0.00
A1	-0.0266	-1.53
A2	-0.0037	-0.21
A3	-0.0315	-1.80
A4	-0.0505	-2.89
A5	0.0488	2.80
A6	0.0512	2.94
A7	0.0547	3.14
A8	0.0110	0.63
A9	0.0998	5.72
A10	0.0792	4.54
A11	0.0453	2.59
A12	0.0460	2.64
A13	-0.0004	-0.02
A14	0.0017	0.10
A15	-0.0005	-0.03
A16	-0.0075	-0.43
A17	0.0014	0.08
A18	-0.0109	-0.62
A19	-0.1809	-10.36



A20	-0.2015	-11.55
A21	0.1058	6.06
A22	0.0257	1.47
Serbatoio K	-0.1859	-10.65

Essendo tutti i tratti di classe diametrale DN200, risulta possibile adottare per ciascuna tubazione non interessata da significative deviazioni planimetriche delle giunzioni a bicchiere sferico, che consentono delle deviazioni plano-altimetriche entro i 5°, richiedendo l'installazione di giunti antivibranti in occasione delle deviazioni altimetriche più significative (in particolare nei picchetti A19, A20 e nel raccordo con la camera di manovra del serbatoio K).

6. Verifica statica della condotta

Essendo le condotte dell'opera in oggetto interrate e soggette a numerosi carichi statici e dinamici, è imperativo poter garantirne l'integrità strutturale in fase di esercizio. Ciò implica la necessità di una serie di verifiche che consentono di valutare la risposta delle tubazioni alle sollecitazioni interne ed esterne.

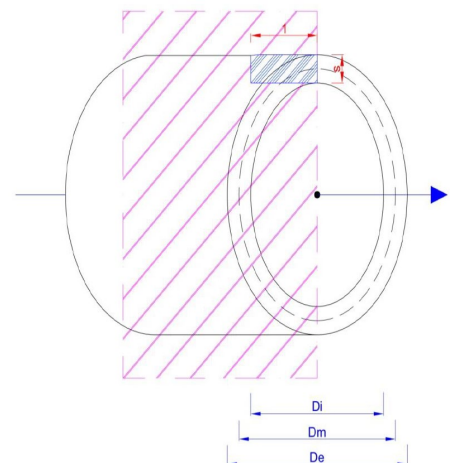
In primo luogo, occorre determinare il comportamento della tubazione rispetto al terreno di posa, ovvero valutare se la tubazione assume comportamento *rigido* o *deformabile*: una differente risposta meccanica della condotta implica la necessità di condurre verifiche meccaniche di differente natura. A detti controlli si aggiungeranno delle verifiche di *pressione* e *depressione interne*.

Per poter determinare il comportamento meccanico della tubazione occorre valutarne la *rigidezza circonferenziale* SN, definita come il rapporto tra il prodotto del modulo elastico del materiale e il momento baricentrale d'inerzia di una sezione rettangolare avente base unitaria e altezza pari allo spessore della condotta e il diametro medio della sezione elevato al cubo:

$$SN = \frac{EI}{D_m^2}; \quad I = \frac{1 \cdot s^3}{12}; \quad D_m = \frac{D_e + D_i}{2}$$

Da ciò è possibile definire il *coefficiente di elasticità in sito* R, pari al rapporto tra la rigidezza circonferenziale e il modulo elastico del terreno E_g , valutato in laboratorio con prove edometriche. Ipotizzando di porre in opera uno strato di sabbia di media-elevata densità, si è ritenuto di assumere $E_g = 40$ MPa. In particolare, se R è maggiore di 1/12, la tubazione assumerà comportamento rigido; altrimenti essa assume comportamento deformabile.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dal calcolo per le due classi diametrali, da cui emerge che entrambe le tubazioni hanno comportamento deformabile.



Comportamento delle tubazioni							
DN (mm)	De (mm)	Di (mm)	I (mm ⁴)	SN (N/mm ²)	Eg (N/mm ²)	R (-)	Confronto R 1/12
200	219.1	207.9	14.63	0.3158	40	0.0079	MIN

Essendo le tubazioni flessibili, la verifica meccanica da effettuare è una *verifica di Spangler all'inflessione diametrale*.

6.1 Verifica alla pressione interna

In funzione della geometria della tubazione, detta verifica si effettua secondo una di due formule: per diametri ridotti e per pressioni di esercizio sufficientemente elevate infatti è possibile considerare trascurabili le sollecitazioni esterne dovute al rinterro ed ai carichi mobili rispetto a quelle interne dovute alla pressione. I domini di applicazione delle due formule di distinguono in base al rapporto tra diametro interno e spessore: se minore di 50, si impiega la *formula di Lamé*; altrimenti occorre utilizzare la *formula di Mariotte*.

Nell'applicazione in oggetto, risulta necessario per entrambe le tubazioni effettuare la verifica alla pressione interna secondo la formula di Lamé, che valuta la distribuzione delle tensioni all'interno dello spessore della tubazione (distribuzione formalmente trapezoidale) analizzandone il valore massimo, tipicamente corrispondente con il punto di interfaccia con il liquido. La verifica è soddisfatta se la tensione così calcolata è al più pari alla *tensione ammissibile* del materiale, assunta pari a 275 MPa (Acciaio S275). Ciò significa che la verifica è soddisfatta se:

$$\sigma_{MAX} = P_c \left(\frac{D_i^2}{D_e^2 - D_i^2} \right) \left(\frac{D_e^2}{D_i^2} + 1 \right) \leq \sigma_{ammissibile}$$

in cui P_c coincide con la *pressione di collaudo* della condotta, definita dalla *Norme Tecniche per le Tubazioni* in funzione della *pressione di esercizio*, pari alla pressione "idrostatica" – massima pressione presente nell'impianto, valutata in asse alla tubazione nelle condizioni più sfavorite per lo specifico funzionamento idraulico considerato (pressione agente nel punto più basso della tubazione in condizioni di fluido fermo nel tratto a gravità, punto immediatamente a valle della pompa nel tratto a sollevamento) – cui si aggiunge un'aliquota di sovrappressioni da colpo d'ariete valutata in base alla seguente tabella:

Pressione Idrostatica P_i [m] fino a	60 m	60 m ÷ 100 m	100 m ÷ 200 m	200 m ÷ 300 m
Sovrappressione da Colpo d'Ariete ΔP [m]	30 m	30 m ÷ 40 m	40 m ÷ 50 m	50 m ÷ 60 m

Nota la pressione di esercizio $P_E = P_i + \Delta P$, la pressione di collaudo P_C si calcola come di seguito:

$$P_C = MAX \begin{cases} P_E + 20m \\ 150\% P_E \end{cases}$$



Si riportano di seguito i calcoli effettuati; nel progetto risulta che la sezione soggetta a pressione idrostatica massima si trova a 1023 m dalla sorgente S:

Pressione idrostatica				
x (m)	Pi (m)	ΔP (m)	Pe (m)	Pc (m)
1023	74.22177039	35	109.2217704	163.8326556

Tabella 6-1: Calcolo della pressione di collaudo.

Da cui è possibile procedere nelle verifiche alla pressione interna, considerando la medesima pressione di collaudo in ogni sezione della condotta a vantaggio di sicurezza:

Verifica alla pressione interna				
Di/s (-)	Formula P.int	σmax (N/mm ²)	σamm (N/mm ²)	Ed/Rd (%)
37.13	Lamé	31.25	275	11.36

Tabella 6-2: Verifica alla pressione interna.

Risulta in particolare che il tasso di lavoro delle tubazioni in presenza della pressione di collaudo è nell'ordine del 10%; la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

6.2 Verifica a depressione interna (buckling)

Gli *sfiati*, dispositivi di appoggio di un sistema acquedottistico di adduzione, assolvono a tre importanti funzioni, corrispondenti ad altrettante fasi di vita dell'impianto (messa in esercizio, manutenzione, dismissione):

- Evitare eccessive sovrappressioni in fase di riempimento delle tubazioni, dopo l'installazione o a manutenzione avvenuta;
- Evitare eccessive depressioni in fase di svuotamento delle tubazioni, che possono determinare una deformazione polilobata (tipicamente a due lobi, configurazione instabile di più rapida attivazione);
- Fungere da impianto di *degassamento* nel normale esercizio dell'impianto.

La verifica si occupa di evitare l'attivazione dei meccanismi di instabilità elastica in caso di malfunzionamento di uno sfiato; come anticipato, il primo modo deformativo ad attivarsi è quello a due lobi (come deducibile dal problema dell'instabilità elastica di Eulero).

L'analisi può essere condotta secondo una di due formule: la seconda, evoluzione della prima, tiene anche conto del *modulo di Poisson* ν :

- Formula di Allievi:
$$\frac{D_m}{2s} \leq \sqrt[3]{\frac{(n^2 - 1)E}{12 \Delta P}} \xrightarrow{n=2} \frac{D_m}{2s} \leq \sqrt[3]{\frac{E}{4 \Delta P}}$$

- Formula di Timoshenko:
$$\frac{D_m}{2s} \leq \sqrt[3]{\frac{1}{(1-\nu^2)} \cdot \frac{E}{4 \Delta P}}$$

In cui n è il numero di lobi (2 per il primo modo deformativo), E è il modulo elastico del materiale (210000 MPa per l'acciaio) e ΔP indica l'entità dello stato depressivo (al più pari a 1 atm, valore imposto da progetto); il modulo di Poisson ν esplica la relazione intercorrente tra deformazione longitudinale – lungo l'asse della tubazione – e trasversale – nel piano della sezione trasversale – e assume valori compresi tra 0.27 e 0.31 per l'acciaio; si è assunto un valore di 0.29 per il progetto.

Ne derivano i seguenti risultati:

Verifica a depressione interna								
Formula di Allievi					Formula di Timoshenko			
DN (mm)	n° lobi (-)	Dm/2s (-)	Il termine (-)	Ed/Rd (%)	ν (-)	Dm/2s (-)	Il termine (-)	Ed/Rd (-)
200	2	5.6	80.40	6.96	0.29	5.6	82.79	6.76

Tabella 6-3: Verifica a depressione interna.

Si osserva come la formula di Allievi sia più cautelativa rispetto a quella di Timoshenko, restituendo tassi di lavoro maggiori. In ogni caso, la verifica risulta soddisfatta in entrambe le sue configurazioni con tassi di lavoro ridotti.

6.3 Verifica di Spangler all'inflessione diametrale

In alcuni casi, la sollecitazione dovuta alla pressione interna può non essere quella prevalente sulla condotta; è necessario dunque calcolare le sollecitazioni dovute al terreno di copertura ed ai carichi mobili esterni. In questi casi ci si riferisce alle formulazioni di Marston – Spangler per valutare l'effetto del terreno di riempimento ed a quella di Boussinesq per i carichi mobili.

In genere, i carichi agenti tendono ad ovalizzare il tubo, determinando una configurazione trasversale grossolanamente ellittica con asse minore avente direzione verticale; per effetto del fenomeno stesso, d'altronde, la tubazione agisce sul terreno circostante e quest'ultimo, opponendosi a tale spinta deformante, contrasta l'ovalizzazione della condotta riducendone lo stato di sollecitazione interna ed aumentare la stabilità.

Una volta definito l'insieme dei carichi agenti sulla tubazione, si può procedere al calcolo dell'inflessione diametrale della condotta, confrontandola con valori limite di progetto. In genere, essendo la deformazione espressa in termini percentuali rispetto al diametro nella sua configurazione indeformata, si ritengono ammissibili per la tenuta strutturale valori deformativi tra il 3% e l'8%.

6.3.1 Carichi agenti

6.3.1.1 Carico del Terreno

Il calcolo dipende dalle condizioni di posa della tubazione; in base a quanto stabilito dalla norma UNI 7517:2016, definita B la larghezza della trincea di scavo per la posa in opera della tubazione



rispetto alla generatrice superiore della tubazione stessa ed H la profondità di posa rispetto alla medesima generatrice, si effettua la distinzione tra:

- Trincea stretta: tale per cui $B \leq D_e \Leftrightarrow H \geq 1.5 \cdot B \cup 2D_e \leq B \leq 3D_e \Leftrightarrow H \geq 3.5 \cdot B$;
- Trincea larga: tale per cui $3D_e \leq B \leq 10D_e \Leftrightarrow H \geq 2B$;
- Terrapieno: tale per cui $B > 10D_e \Leftrightarrow H < 2B$.

Tra queste, risulta evidente che la tipologia di posa preferibile è la *trincea stretta*, in cui le pareti della trincea sono in grado di assorbire parte del carico esterno; a causa del limite tecnologico di 60 cm sulla minima larghezza di scavo (dettato dalle dimensioni minime di una benna da escavazione, oltre al limite minimo $B > 60$ cm per garantire un'agevole installazione e manutenzione); nelle applicazioni del presente progetto ci si trova in condizione di trincea larga, come evidente nella seguente tabella:

Condizioni di posa								
DN (mm)	De (mm)	B (m)	H (m)	B/De (-)	H/B (-)	Tip. Posa (-)	c'd (-)	γt (N/m ³)
200	219.1	0.70	1.40	3.19	2.00	Trincea Larga	10.927	17000

Tabella 6-4: Condizioni di posa della tubazione.

Per valutare il carico del terreno Q_t si utilizza il *metodo di Marston – Sprangler*, che afferma che il carico del terreno è funzione del suo peso specifico, del diametro esterno e di B oltre che da un coefficiente c_d (coefficiente di Marston) dipendente dall'angolo di attrito interno del terreno di riporto.

Il calcolo del carico dovuto al terreno in condizioni di trincea larga (la formula di calcolo è identica in condizioni di terrapieno) è indipendente dal comportamento della tubazione e segue la seguente formula:

$$Q_t = c'_d \cdot \gamma_t \cdot D_e^2$$

In cui il coefficiente di Marston c'_d assume una forma polinomiale dipendente dal rapporto H/D_e e con coefficienti dovuti al rapporto suddetto elevato a potenza con indici crescenti e in cui in luogo di H si considera l'*altezza di emersione* H_{em} , pari alla distanza tra la generatrice superiore della tubazione e il letto di posa. In caso di letto di posa lineare – come nella presente applicazione – risulta $H_{em} = D_e^6$; dunque, tutti i coefficienti della forma polinomiale assumono valore unitario.

$$c'_d = \frac{H}{D_e} \left[1.00 + 2.19 \left(\frac{H_{em}}{D_e} \right) - 3.40 \left(\frac{H_{em}}{D_e} \right)^2 + 2.75 \left(\frac{H_{em}}{D_e} \right)^3 - 0.83 \left(\frac{H_{em}}{D_e} \right)^4 \right] \xrightarrow{H_{em}=D_e} c'_d = 1.71 \frac{H}{D_e}$$

Il coefficiente può anche essere calcolato per via grafica attraverso specifici abachi.

6.3.1.2 Sovraccarichi statici

Si definisce *sovraccarico statico* l'incremento di sollecitazione sulla tubazione dovuto alla presenza di corpi fissi insistenti sul terreno di posa. In presenza di un carico statico agente su un'area unitaria di

⁶ Poiché la condizione di letto di posa lineare rappresenta il caso più gravoso tra le possibili configurazioni, anche in occasione di realizzazioni precise con altezze di emersione minori si tende ad assumere la condizione suddetta a vantaggio di sicurezza.

lati u_1 ed u_2 di risultante P_s , poiché detta forza risultante si distribuisce nel terreno secondo una distribuzione di pressioni generalmente tronco-conica, con angolo sull'orizzontale di 45° ; raggiunta la generatrice superiore della tubazione dunque il carico si ripartisce su un'area maggiore.

La determinazione operativa del carico si ottiene analizzando attraverso un'indagine di mercato gli strati di un'infrastruttura flessibile viaria: noto il peso unitario areale o volumetrico per ogni strato è nota la risultante P_s .

Da un confronto con il volume V dei Quaderni tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture di A.N.A.S., risulta che:

Le pavimentazioni flessibili, che costituiscono la stragrande maggioranza della rete viaria urbana ed extraurbana, sono [...] costituite da uno strato di usura superficiale in conglomerato bituminoso che si appoggia su uno strato di collegamento (i.e. binder) e uno strato di base, anch'essi in conglomerato bituminoso. Il pacchetto strutturale è completato da uno strato di fondazione in misto granulare (stabilizzato o non) che trasferisce i carichi al sottofondo. Questo tipo di pavimentazione, a differenza di quelle rigide, permette una più graduale distribuzione del carico al piano di sottofondo attraverso il sistema stratificato.⁷

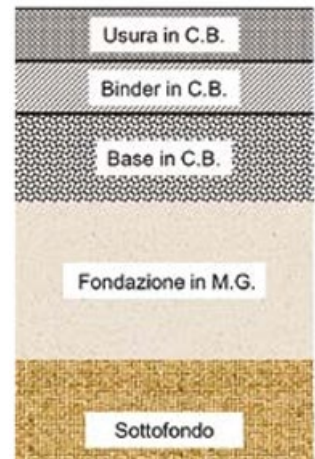


Figura 8: composizione stratigrafica di una pavimentazione flessibile. (ANAS, cit.)

Di seguito i calcoli degli spessori di riferimento per ciascuno strato:

- Sottofondo: strato più superficiale del terreno (di apporto in rilevato o naturale in trincea) posto al di sotto dell'infrastruttura stradale, avente spessore di riferimento circa pari a 1 m. Considerando un terreno di sottofondo non coesivo a granulometria grossolana (sabbia, ghiaia), assumendo $\gamma_t = 17000 \text{ N/m}^3$, si ottiene che il carico dovuto a detto strato è di 17 kN.
- Fondazione: parte inferiore del pacchetto stradale, a contatto con il terreno di sottofondo realizzata con misto granulare ($\gamma_{\text{misto } 0/80} = 183.56 \text{ N/m}^3$) materiali di recupero adeguatamente certificati, con un eventuale trattamento di stabilizzazione con calce e/o cemento per migliorare la qualità delle prestazioni dello strato. Assumendo una vita utile di 20 anni, secondo il metodo semiempirico *Road note 29*⁸ risulta uno spessore di 30 cm.
- Base: strato realizzato in conglomerato bituminoso ($\gamma_{\text{c.bitum.}} = 163.17 \text{ N/m}^3$) a caldo che, secondo il dimensionamento già attuato per la fondazione, ha spessore di 22 cm.
- Binder + Usura: strato di collegamento e di finitura, anch'essi realizzati in conglomerato bituminoso a caldo; in base al dimensionamento già attuato risulta uno spessore di 10 cm + 5cm.

⁷ ANAS, *I quaderni tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture*. Vol. V, n. 17, febbraio 2019.

⁸ Metodo di progettazione delle pavimentazioni flessibili diretto, che, noto il numero di passaggi di assi da 8,2 t sulla corsia di progetto durante la vita utile (4 per una vita utile di 20 anni), consente di calcolare dapprima lo spessore della fondazione in funzione dell'indice CBR di resistenza del sottofondo (assunto pari al 4%), quindi lo spessore dello strato di base e di quelli superficiali.



Si ha quindi che:

$$P_s = \gamma_t \cdot h_s \cdot u_1 \cdot u_2 = 17000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 17.00 \text{ kN}$$

$$P_f = \gamma_{m,0/80} \cdot h_f \cdot u_1 \cdot u_2 = 183.56 \cdot 0.30 = 55.07 \text{ N}$$

$$P_b = \gamma_b \cdot h_b \cdot u_1 \cdot u_2 = 163.17 \cdot 0.22 = 35.90 \text{ N}$$

$$P_{bin.+us.} = (\gamma_b \cdot h_{bin} + \gamma_b \cdot h_{us}) \cdot u_1 \cdot u_2 = 163.17(0.10 + 0.05) = 24.48 \text{ N}$$

$$P_s = \sum_i P_i = 17 \cdot 10^3 + 55.07 + 35.90 + 24.48 = 17115.45 \text{ N}$$

Una volta nota la risultante P_s , il sovraccarico statico si calcola come segue:

$$Q_{s.s.} = \frac{\beta \cdot P_s \cdot D_e}{(u_1 + 2H) \cdot (u_2 + 2H)}$$

in cui β , coefficiente di appoggio, assume valore 0.83 in condizioni di posa di trincea larga.

6.3.1.3 Sovraccarichi dinamici

Si definisce *sovraccarico dinamico* l'incremento di carico sulla tubazione dovuto al transito di corpi mobili sul terreno, prevalentemente legato alla presenza di traffico veicolare; si calcola in funzione del diametro esterno della tubazione e di parametri dipendenti dalla natura del traffico prevalente (ferroviario o stradale) e della sua intensità. Si ha che:

$$Q_{s.d.} = P_v \cdot \phi_m \cdot D_e$$

in cui:

- ϕ_m , *fattore dinamico*, si distingue in base alla natura del traffico; nel caso di mezzi stradali e autostradali esso è pari a:

$$\phi_m = 1 + \frac{0.3}{H}$$

- P_v , *pressione sulla generatrice superiore della condotta dovuta a sovraccarichi mobili concentrati*, nel caso di traffico stradale pesante con convoglio HT45⁹ assume la seguente espressione:

$$P_v = 43100 \cdot H^{-1.206}$$

6.3.1.4 Altri carichi agenti

Per completezza, si citano di seguito il peso dell'acqua convogliata Q_w e il carico da falda Q_f , aliquote di peso trascurate nella presente applicazione.

- **Peso dell'acqua convogliata:** è pari al prodotto tra il peso specifico del liquido e la sezione idrica attraversata, è di norma di almeno un ordine di grandezza inferiore rispetto alle restanti aliquote di carico.

$$Q_f = \gamma_{H_2O} \cdot \left(H - H_f + \frac{D_e}{2} \right) \cdot D_e$$

⁹ Massa complessiva di 45 tonnellate, 3 assi, 7500 kg/ruota.

- Carico da falda: carico dovuto al peso dell'acqua presente nel terreno in presenza di una falda freatica; si ottiene attraverso un'applicazione della legge di Stevino assumendo che il pelo libero della falda si trovi in corrispondenza del piano di campagna, operando a vantaggio di sicurezza (definita H_f la distanza tra il piano di campagna e la linea di saturazione della falda freatica, $H_f=0$); si calcola con la formula:

6.3.2 Calcolo dei carichi agenti

Si riporta di seguito il calcolo delle varie aliquote di carico descritte in precedenza:

Carichi agenti								
DN (mm)	Qterreno (N/m ²)	Ps (N)	u1 (m)	u2 (m)	Qsovr.stat. (N/m ²)	Pv (HT45) (N/m ²)	φm (-)	Qsovr.din (N/m ²)
200	8916.93	17115.45	1	1	215.55	28724.13	1.2143	7642.05

Tabella 6-5: Studio dei carichi agenti sulla tubazione.

6.3.3 Verifica all'inflessione diametrale

I carichi appena valutati determinano inevitabilmente un'ovalizzazione della tubazione, con un'elongazione del diametro orizzontale (Δx) a scapito di quello verticale ($\Delta y < 0$); inoltre, mentre la Δx tende a distribuirsi simmetricamente, la Δy tende a concentrarsi sulla generatrice superiore della tubazione.

Si ha in generale che:

$$\Delta x = k_x \cdot \frac{Q_{tot} D_e^3}{8EI} ; \Delta y = k_y \cdot \frac{Q_{tot} D_e^3}{8EI}$$

In cui k_x [y], coefficienti di inflessione, sono parametri definiti in funzione delle ipotesi di distribuzione del carico lungo le generatrici superiore e inferiore del tubo, ovvero degli angoli α e β al centro della tubazione deformata che definiscono rispettivamente gli angoli di interazione con il carico esterno e con le reazioni del terreno sottostante. In questa applicazione – assumendo condizioni di posa con fondo sagomato con materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor 70%) – risultano entrambi pari a 180° , con $k_x = k_y = 0.083$. Esplicitando l'espressione per il calcolo dell'inerzia della tubazione ($I = s^3/12$) e noto il valore dei coefficienti di inflessione, tenendo conto inoltre della reazione laterale del terreno (che si oppone all'ovalizzazione nei casi reali) la formula si può particolarizzare nella seguente espressione:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0.083 Q_{tot}}{\frac{2}{3} E \left(\frac{s}{D_e} \right)^2 + 0.061 E_t}$$

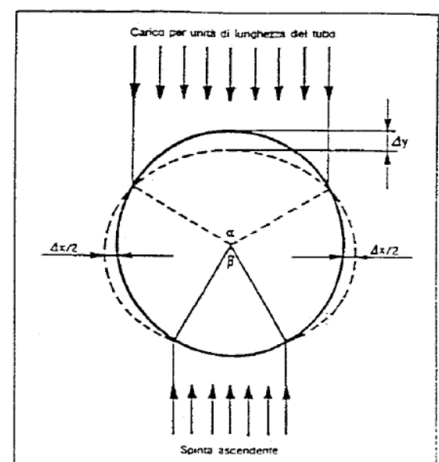


Figura 9: Schema dei parametri geometrici di riferimento in una verifica all'inflessione diametrale.



in cui E_r è il modulo di reazione del terreno di riempimento della trincea, ottenuto a seguito di una prova Proctor sul materiale e assunto pari nella seguente applicazione a 6.9 MPa (suolo a grana grossolana, classe N, densità Proctor 85%).

Rapportando il Δx [y] al diametro esterno indeformato si ottiene il valore dell'*inflessione diametrale* δ ; la norma richiede di effettuare una verifica di progetto ($\delta \leq 5\%$) ed una a 2 anni dalla realizzazione ($\delta \leq 8\%$). Di seguito si riportano i risultati della verifica di progetto:

Verifica dell'inflessione diametrale			
DN (mm)	$\Delta x = \Delta y$ (mm)	δ (%)	Verificato?
200	3.31	1.51	Sì

Tabella 6-6: Verifica all'inflessione diametrale.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

7. Dimensionamento e verifica di un blocco di ancoraggio

Nelle deviazioni angolari, per compensare la spinta idrodinamica del flusso idrico su un pezzo speciale e limitarne lo sfilamento o la perdita di integrità strutturale si impiegano degli elementi – in calcestruzzo o metallici – che *bloccano* la calotta esterna della curva.

Si distinguono due tipologie di blocco di ancoraggio:

- Blocco a gravità: la capacità resistente dell'elemento è affidata esclusivamente al proprio peso;
- Blocco portante: si considera l'apporto collaborativo del terreno retrostante il blocco nella determinazione della capacità resistente.

7.1 Calcolo della spinta idrodinamica agente

La spinta che la condotta esercita sul blocco di ancoraggio in occasione di una deviazione angolare planimetrica, in condizioni di moto permanente e per una tubazione a diametro costante, si dimostra aver direzione sempre parallela alla bisettrice dell'angolo di deviazione e componenti - definito un sistema di riferimento cartesiano Oxy con origine nella deviazione, asse y coincidente con la semiretta parallela alla bisettrice della deviazione e uscente rispetto ad essa e asse x diretto nella direzione del flusso idrico – pari a:

$$S_x = 0 \quad ; \quad S_y = 2(\gamma h) \sigma \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + 2\rho \cdot v^2 \cdot \sigma \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

con h pari alla pressione di collaudo dell'impianto P_c ed α pari all'ampiezza della deviazione angolare in esame. L'aliquota legata alla quantità di moto nella componente S_y è però di norma trascurabile, essendo di almeno due ordini di grandezza inferiore. Ne segue che:

$$\vec{S} = (S_x; S_y) = (0; 2\gamma h \sigma)$$

Essendo note le seguenti caratteristiche dell'impianto:

Dati impianto					
Q (L/s)	DN (m)	De (m)	s (m)	Di (m)	Pc (m)
19.36	0.2	0.2191	0.0056	0.2079	163.83

Risulta, per la deviazione planimetrica più gravosa ($\alpha=90^\circ$):

Spinta / Deviazione angolare				
α (°)	h (m)	DN (mm)	Sx (kN)	Sy (kN)
90	163.83	200	0	64.26

Tali dati verranno impiegati come riferimento progettuale per il dimensionamento del blocco di ancoraggio a gravità e, analogamente, per quello del blocco portante.

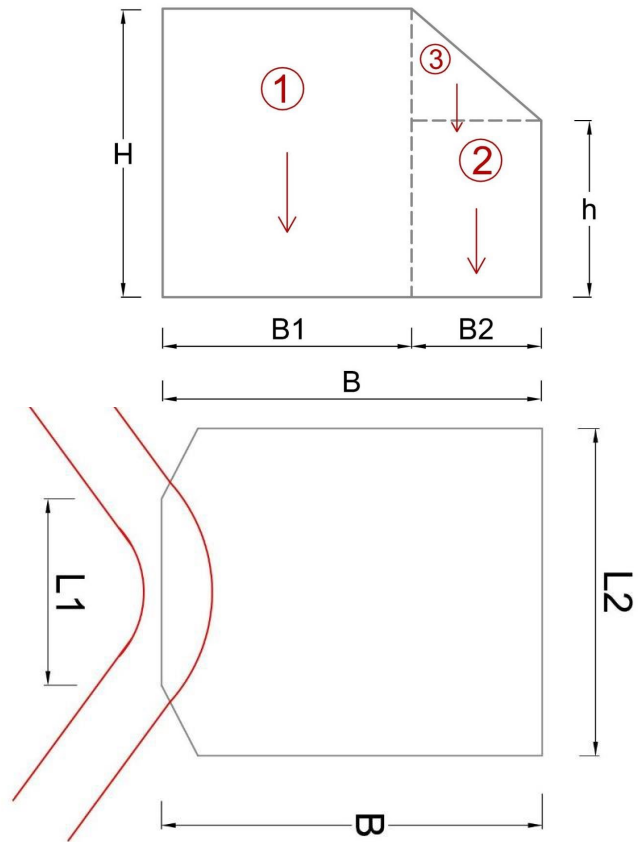
7.2 Dimensionamento del blocco di ancoraggio a gravità

Di norma, nota la spinta agente, tale operazione si effettua ipotizzando un predimensionamento dell'elemento per poi condurre delle verifiche in grado di determinare se il blocco ipotizzato è compatibile con le richieste di progetto. In base allo schema in figura, si ipotizzano le seguenti dimensioni:

Blocco di ancoraggio a gravità						
H (m)	h (m)	B1 (m)	B2 (m)	B (m)	L2 (m)	L1 (m)
1.60	1.40	1.40	1.30	2.70	1.40	1.20



Una volta definito il predimensionamento, si valuta il peso compressivo del blocco e il relativo baricentro, parametri fondamentali per le verifiche successive. Per il calcolo di entrambi è possibile considerare il volume complessivo come la somma di tre volumi elementari, schematizzati in figura. Risulterà elementare, noto il peso specifico del calcestruzzo non armato (22 kN/m³), il calcolo dei pesi propri dei singoli volumi elementari, dunque del peso complessivo del blocco (somma dei pesi dei singoli volumi in cui esso è ripartito nel calcolo) ed il relativo baricentro (per definizione pari alla media pesata dei baricentri dei singoli volumi):



$$\left. \begin{aligned} G_1 &= \gamma_{CLS} \cdot B_1 \cdot H \cdot L_2 \\ G_2 &= \gamma_{CLS} \cdot B_2 \cdot h \cdot L_2 \\ G_3 &= \gamma_{CLS} \cdot \frac{B_2(H-h)}{2} \cdot L_2 \end{aligned} \right\} G = G_1 + G_2 + G_3$$

$$\left. \begin{aligned} x_{G_1} &= \frac{B_1}{2} \\ x_{G_2} &= B_1 + \frac{B_2}{2} \\ x_{G_3} &= B_1 + \frac{B_2}{3} \end{aligned} \right\} x_G = \frac{G_1 \cdot x_{G_1} + G_2 \cdot x_{G_2} + G_3 \cdot x_{G_3}}{G_1 + G_2 + G_3}$$

$$\left. \begin{aligned} y_{G_1} &= \frac{H}{2} \\ y_{G_2} &= B_1 + \frac{h}{2} \\ y_{G_3} &= h + \frac{(H-h)}{3} \end{aligned} \right\} y_G = \frac{G_1 \cdot y_{G_1} + G_2 \cdot y_{G_2} + G_3 \cdot y_{G_3}}{G_1 + G_2 + G_3}$$

Si riportano di seguito i dati ottenuti.

G1 (N)	G2 (N)	G3 (N)	Gtot (kN)
68992	56056	4004	129.05
xG1 (m)	xG2 (m)	xG3 (m)	xG (m)
0.70	2.05	1.83	1.32
yG1 (m)	yG2 (m)	yG3 (m)	yG (m)
0.80	0.70	1.47	0.78

Si può dunque procedere nelle verifiche, distinte tra:

- Verifica allo scorrimento orizzontale;

- Verifica a schiacciamento del calcestruzzo nell'interfaccia tubazione – blocco;
- Verifica dell'eccentricità;
- Verifica a schiacciamento del terreno di sottofondo.

7.2.1 Verifica a scorrimento orizzontale

Si verifica che il peso proprio del blocco sia sufficiente a non determinarne spostamenti a causa della spinta idrodinamica esplicata dall'acqua, ovvero che la forza d'attrito intercorrente tra blocco e terreno di sottofondo sia sufficiente a contrastare la spinta; la verifica si esplicita in una semplice verifica alla traslazione, richiedendo che la spinta idrodinamica sia minore o uguale alla massima reazione attritiva esplicabile dal blocco: definito il coefficiente di attrito $\omega = \tan \delta$, con δ angolo di attrito dell'interfaccia blocco-terreno pari al 90% di ϕ , angolo di attrito interno del terreno (pari a 30° nel caso di sabbie e ghiaie), si richiede che:

$$S \leq \omega G$$

Nei calcoli risulta:

Verifica a scorrimento orizzontale					
ϕ (°)	ω (-)	S (kN)	ωG (kN)	Soddisfatta? (s/n)	Rapporto (%)
30	0.51	64.26	65.76	Sì	97.73

Tabella 7-1: Verifica a scorrimento orizzontale - blocco a gravità.

La verifica è dunque soddisfatta, con tasso di lavoro prossimo al 100%.

7.2.2 Verifica a schiacciamento del calcestruzzo nell'interfaccia tubazione-blocco

Si effettua una verifica allo stato limite ultimo rispetto ad un valore ammissibile, definendo come area di spinta la proiezione dell'area di contatto tra tubazione e blocco su un piano verticale, di più semplice calcolo (pari a $L_1 \cdot D$) e minore dell'area effettiva, il che implica una verifica più cautelativa. Si richiede dunque che:

$$\sigma_{CLS} = \frac{S}{L_1 \cdot D} \leq \sigma_{ammissibile, CLS}$$

Nei calcoli si ottiene che:

Verifica a schiacciamento CLS			
σ_{amm} (kN/mq)	σ_{Ed} (kN/mq)	Soddisfatta? (s/n)	Rapporto (%)
2000	244.42	Sì	12.22

Tabella 7-2: Verifica a schiacciamento del CLS - blocco a gravità.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta, in virtù dell'elevata resistenza del materiale a compressione.



7.2.3 Verifica dell'eccentricità

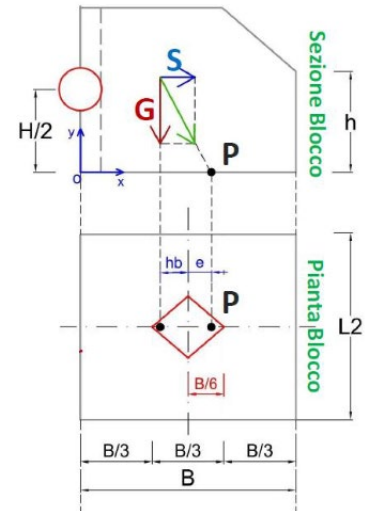
Bisogna garantire che il punto di applicazione della risultante delle forze sia interno al nocciolo di inerzia o sul suo perimetro; essendo la pianta del blocco schematizzabile come un rettangolo di lati L_2 e B , il suo nocciolo è un rombo di semidiagonale (nella direzione parallela a B) di lunghezza $B/6$.

Essendo tutte le risultanti complanari a detta diagonale, sarà sufficiente verificare che la traccia della risultante sulla base del blocco risulti al più a una distanza di $B/6$ dal baricentro geometrico della sezione; in questo modo, si verifica che la sezione non presenta uno stato di tensione parzializzato al suo interno, che implicherebbe zone soggette a trazione nel blocco e/o zone in cui il terreno di sottofondo non è in grado di reagire ai carichi applicati.

La verifica si attua imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto al polo P , centro di spinta; risulta che:

$$S \cdot \frac{H}{2} - G(h_b + e) = 0 \Rightarrow e = S \cdot \frac{H}{2G} - h_b \Rightarrow$$

$$\xrightarrow{h_b = \frac{B}{2} - x_G} e = S \cdot \frac{H}{2G} - \left(\frac{B}{2} - x_G \right) = S \cdot \frac{H}{2G} - \frac{B}{2} + x_G$$



Dai calcoli sul blocco dimensionato risulta:

Verifica dell'eccentricità			
e (m)	B/6 (m)	Soddisfatta? (s/n)	Rapporto (%)
0.37	0.45	Sì	82.2

Tabella 7-3: Verifica dell'eccentricità - blocco a gravità.

La verifica è dunque soddisfatta, con margine di circa il 20%.

7.2.4 Verifica a schiacciamento del terreno di sottofondo

È un'applicazione della formula di Navier; si impone che la massima tensione agente sul terreno sia al più pari alla sua tensione ammissibile. Il calcolo delle tensioni minime e massime agenti sul terreno deriva dalle seguenti espressioni:

$$\sigma_{t, \min} = \frac{G}{BL_2} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right) \geq 0;$$

$$\sigma_{t, \max} = \frac{G}{BL_2} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) \leq \sigma_{t, \text{ammissibile}}$$

In tabella 7-4 si può osservare che la verifica risulta ampiamente soddisfatta, con tasso di lavoro nell'ordine del 20%.

Verifica a schiacciamento del terreno				
$\sigma_{t,min}$ (kN/mq)	$\sigma_{t,max}$ (kN/mq)	$\sigma_{t,amm}$ (kN/mq)	Soddisfatta? (s/n)	Rapporto (%)
6.08	62.21	300	Sì	20.74

Tabella 7-4: Verifica a schiacciamento del terreno - blocco a gravità.

7.3 Dimensionamento del blocco di ancoraggio portante

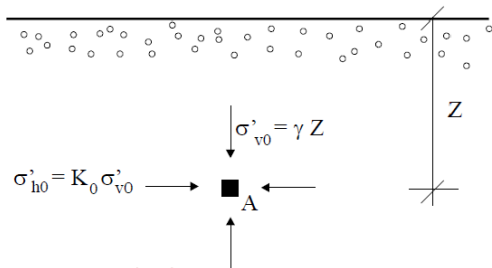
Poiché il terreno partecipa alla capacità resistente del blocco, è necessario definire alcune capacità intrinseche dello stesso; per desumere le proprietà strutturali di un terreno in base alle sue caratteristiche si è scelto di adoperare l'approccio di Mohr-Coulomb.

Si consideri un elemento infinitesimo di terreno soggetto alle azioni degli elementi circostanti; si osserva la generazione di uno stato tensionale orizzontale proporzionale a quello verticale in base ad un coefficiente K_0 , *coefficiente di spinta a riposo*.

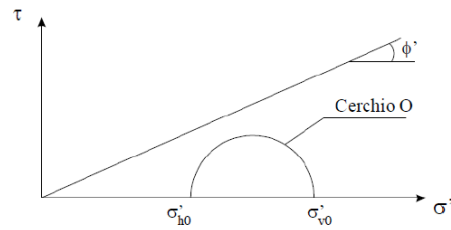
Il coefficiente K_0 è funzione delle caratteristiche del terreno; può essere esplicitato su un piano $\sigma\tau$ attraverso un *Cerchio di Mohr* (con i due stati tensionali normali, verticale ed orizzontale, come intersezioni con l'asse x) per definire il dominio delle sollecitazioni agenti; la capacità resistente del terreno è definita da una retta di Mohr-Coulomb, avente intercetta con l'asse y dipendente dalla coesione del terreno e coefficiente angolare pari a $\tan\phi$. Nel caso di terreni sabbiosi, si ha coesione nulla e dunque intercetta nell'origine del sistema di riferimento.

Fissato uno stato di tensione verticale σ'_v , le condizioni limite di resistenza del terreno sono quelle tali per cui il cerchio di Mohr risulti tangente alla retta; si osserva che emergono due differenti condizioni di tangenza:

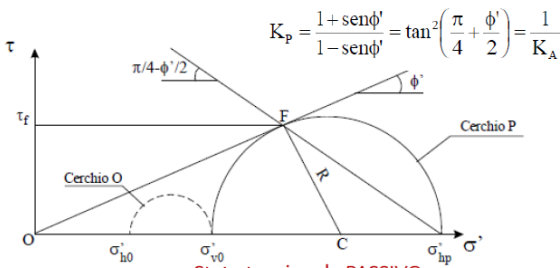
- Stato tensionale attivo: coincide con la resistenza del terreno agli sforzi di trazione; ne segue che $\sigma'_{h0} < \sigma'_{v0}$ (in funzione delle caratteristiche del terreno);
- Stato tensionale passivo: coincide con la resistenza del terreno ad un'azione di compressione, dunque si ha che $\sigma'_{h0} > \sigma'_{v0}$.



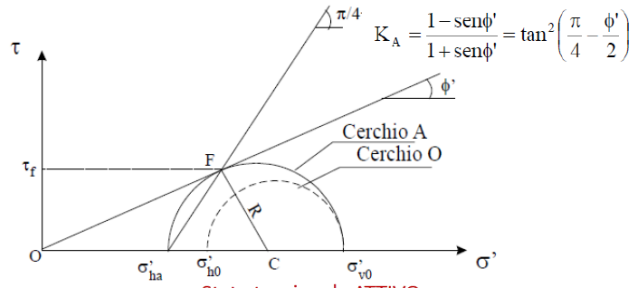
Tensioni geostatiche di un terreno omogeneo, incoerente e delimitato da superficie piana orizzontale



Stato tensionale geostatico nel Punto A



Stato tensionale PASSIVO
 (Criterio di Rottura di Mohr-Coulomb/Renkin)



Stato tensionale ATTIVO
 (Criterio di Rottura di Mohr-Coulomb/Renkin)

Il terreno posteriore al blocco contribuisce alla resistenza tramite una spinta passiva, funzione dell'angolo di attrito interno e la coesione. In particolare, si ha che:

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_p \cdot (H_1^2 - H_2^2) L_2 + 2c \sqrt{K_p} (H_1 - H_2) L_2;$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right);$$

$$y_{sp} = \frac{H}{3} \left(\frac{H_1 + 2H_2}{H_1 + H_2} \right).$$

in cui:

- S_p : spinta passiva del terreno;
- K_p : coefficiente di spinta passiva;
- c : coesione del terreno;
- y_{sp} : distanza tra il punto di applicazione di S_p e la base del blocco.

Detta aliquota di spinta è una quota aggiuntiva al peso proprio ed alla spinta idrodinamica; noto il suo modulo ed il relativo punto di applicazione la si può considerare all'interno delle verifiche come segue:

- Verifica a scorrimento orizzontale: $S \leq \omega G + S_p$;
- Verifica a schiacciamento del CLS: invariata rispetto ai blocchi a gravità;

- Verifica dell'eccentricità: si aggiunge all'equilibrio alla rotazione l'aliquota di momento dovuta alla spinta passiva del terreno ($S_p \cdot y_{Sp}$); ne segue un nuovo calcolo dell'eccentricità:

$$S \cdot \frac{H}{2} - G(h_b - e) - S_p \cdot y_{Sp} = 0;$$

$$e = S \cdot \frac{H}{2G} - \frac{S_p \cdot y_{Sp}}{G} - h_b \left. \begin{array}{l} \\ h_b = \frac{B}{2} - x_G \end{array} \right\} e = S \cdot \frac{H}{2G} - \frac{S_p \cdot y_{Sp}}{G} - \frac{B}{2} + x_G \leq \frac{B}{6}$$

- Verifica a schiacciamento del terreno di sottofondo: invariata rispetto ai blocchi a gravità.

Si presentano di seguito i dati relativi al dimensionamento e al peso del blocco portante e alla spinta passiva del terreno su di esso.

Blocco di ancoraggio portante						
H (m)	h (m)	B1 (m)	B2 (m)	B (m)	L2 (m)	L1 (m)
1.20	1.00	1.00	0.80	1.80	0.60	0.40

G1 (N)	G2 (N)	G3 (N)	Gtot (kN)
15840	10560	1056	27.456
xG1 (m)	xG2 (m)	xG3 (m)	xG (m)
0.50	1.40	1.27	0.88
yG1 (m)	yG2 (m)	yG3 (m)	yG (m)
0.60	0.50	1.07	0.58
Hposa (m)	H1 (m)	H2 (m)	Kp (-)
1.50	2.10	0.90	3.00
γ_t (N/mc)	c (N/mq)	Sp, t (kN)	ySp (m)
18000.00	0.00	58.32	0.52

7.3.1 Verifica a scorrimento orizzontale

Verifica a scorrimento orizzontale					
ϕ (rad)	ω (-)	S (kN)	$\omega G + S_p$ (kN)	Soddisfatta? (s/n)	Rapporto (%)
0.52	0.51	64.26	72.31	Sì	88.87

La verifica è soddisfatta, con un tasso di lavoro dell'ordine del 90%.

7.3.2 Verifica a schiacciamento del calcestruzzo all'interfaccia tubazione-blocco

Verifica a schiacciamento CLS			
σ_{amm} (kN/mq)	σ_{Ed} (kN/mq)	Soddisfatta? (s/n)	Rapporto (%)
2000	733.25	Sì	36.66

La verifica è soddisfatta, con un tasso di lavoro dell'ordine del 37%.



7.3.3 Verifica dell'eccentricità

Verifica dell'eccentricità			
e (m)	B/6 (m)	Soddisfatta? (s/n)	Rapporto (%)
0.28	0.30	Sì	91.81

La verifica è soddisfatta con un margine di circa l'8%.

7.3.4 Verifica a schiacciamento del terreno di sottofondo

Verifica a schiacciamento del terreno				
$\sigma_{t,min}$ (kN/mq)	$\sigma_{t,max}$ (kN/mq)	$\sigma_{t,amm}$ (kN/mq)	Soddisfatta? (s/n)	Rapporto (%)
2.08	48.76	300	Sì	16.25

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

8. Dimensionamento di misuratori di portata differenziali

All'interno dei sistemi acquedottistici risulta necessaria una serie di operazioni misura della portata, in maniera tale da poter monitorare efficacemente l'impianto: è possibile registrare le portate a fini statistici, determinare la richiesta idrica e stimare eventuali perdite oltre che per la contabilizzazione alle utenze.

Tipicamente, i misuratori di portata vengono sempre installati all'ingresso della camera di manovra di un serbatoio ed all'uscita delle sue vasche.

Tra le varie tipologie di misuratori di portata, ci si è occupati del dimensionamento di alcuni dei più diffusi misuratori di portata differenziali, che valutano la variazione di pressione tra due flutti del sistema causata da una variazione di sezione nella tubazione: essendo in condizioni di moto permanente, la portata è costante; ciò implica che una riduzione del diametro della tubazione causa un incremento di velocità, dunque una diminuzione di pressione.

Un'applicazione *ideale* di un sistema simile coincide con la valutazione delle componenti del *trinomio di Bernoulli* nelle due sezioni (se $H = \text{cost.}$); più in generale, si ha che:

$$H_2 = H_1 - \Delta H \Rightarrow z_1 + \frac{p_1}{\rho_1 g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho_2 g} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H$$

Assumendo che la tubazione in esame sia orizzontale, il fluido sia incomprimibile e le perdite di carico siano trascurabili (tratto di lunghezza estremamente ridotta), applicando l'equazione di continuità $Q=v\sigma$ si ottiene:

$$Q = \frac{\sigma_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^2}} \sqrt{2g\Delta h} = \frac{\pi}{4} d^2 \cdot \frac{\sqrt{2g\Delta h}}{\sqrt{1 - \beta^4}};$$
$$\beta = \frac{d}{D}$$

in cui, evidentemente, D coincide con il diametro interno della tubazione e d con il diametro della strizione.

Logicamente, le sezioni in cui viene effettuata la misura della portata sono tali per cui i filetti fluidi non sono paralleli e sono presenti significative perdite di carico causate dal restringimento della tubazione; ne segue l'introduzione di un coefficiente c , *coefficiente di portata*, che corregge la relazione per il calcolo:

$$Q = \frac{c}{\sqrt{1 - \beta^4}} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sqrt{2g\Delta h}$$

Il principale riferimento normativo in materia è rappresentato dalla norma UNI EN ISO 5167:2004; ogni dispositivo che la soddisfa è da ritenersi implicitamente *tarato*, non richiedendo alcun processo aggiuntivo.

Tra i misuratori differenziali, sono stati attuati i dimensionamenti delle seguenti tipologie ad uso acquedottistico:

- Diaframma con prese di pressione agli angoli;
- Boccaglio conforme alla norma ISA 1932;
- Venturimetro boccaglio;
- Venturimetro con convergente lavorato.

8.1 Diaframma con prese di pressione agli angoli

I diaframmi sono misuratori di pressione costituiti da un piatto flangiato; presentano un ridotto ingombro longitudinale ma determinano perdite di carico significative. La normativa presenta una tabella da rispettare in funzione delle posizioni delle prese (agli angoli, sulle flange, a distanza D e $D/2$), che indica i limiti di impiego, i coefficienti di portata ed i requisiti di installazione dei dispositivi.

In particolare, il diaframma a prese angolari presenta prese di pressione agli angoli tra la tubazione e il piatto forato; esse possono essere *individuali* o *a camera anulare*; nel secondo caso è presente una "camera di espansione" interna allo spessore della tubazione.

La tipologia presenta i seguenti limiti di impiego:



- $d \geq 12.5$ mm;
- $50 \text{ mm} \leq D \leq 1000$ mm;
- $0.1 \leq \beta \leq 0.75$;
- Re:
 - ≥ 5000 per $0.1 \leq \beta \leq 0.56$;
 - $\geq 16000 \beta^2$ per $\beta > 0.56$.

L'espressione del coefficiente di portata c è:

$$C = 0.5961 + 0.0261\beta^2 - 0.216\beta^8 + 0.000521 \left(\frac{10^6 \beta}{Re} \right)^{0.7} + (0.0188 + 0.0063A)\beta^{3.5} \left(\frac{10^6}{Re} \right)^{0.3}$$

$$+ (0.043 + 0.080e^{-10L_1} - 0.123e^{-7L_1})(1 - 0.11A) \frac{\beta^4}{1 - \beta^4} - 0.031(M'_2 - 0.8M'_2)^{1.1} \beta^{1.3}$$

con $A = \left(\frac{19000\beta}{Re} \right)^{0.8}$.

Nel caso di un diaframma con prese agli angoli, in particolare, $M'_2 = 0$.

La perdita di carico Δh^* indotta dal dispositivo, definita a partire dal dislivello piezometrico a cavallo dell'elemento primario Δh , si calcola come segue:

$$\Delta h^* = \frac{\sqrt{1 - \beta^4(1 - c^2)} - c\beta^2}{\sqrt{1 - \beta^4(1 - c^2)} + c\beta^2} \Delta h$$

Circa i requisiti di installazione, la norma fornisce la seguente tabella, distinta in 12 classi *upstream* (in funzione delle condizioni a monte del dispositivo) ed un'unica classe *downstream*. In essa sono indicate tutte le condizioni da rispettare per una corretta installazione del dispositivo, in particolare per ciò che concerne le distanze da altri pezzi speciali.

Diameter ratio β	Upstream (inlet) side of orifice plate													Downstream (outlet) side of the orifice plate												
	Single 90° bend Two 90° bends in any plane ($s > 30D$) ^a	Two 90° bends in the same plane: S-configuration ($30D \geq s > 10D$) ^a	Two 90° bends in the same plane: S-configuration ($10D \geq s$) ^a	Two 90° bends in perpendicular planes ($30D \geq s \geq 5D$) ^a	Two 90° bends in perpendicular planes ($5D > s$) ^{a, b}	Single 90° tee with or without an extension Mitre 90° bend	Single 45° bend Two 45° bends in the same plane: S-configuration ($s \geq 2D$) ^a	Concentric reducer 2D to D over a length of 1.5D to 3D	Concentric expander 0.5D to D over a length of D to 2D	Full bore ball valve or gate valve fully open	Abrupt symmetrical reduction	Thermometer pocket or well ^c of diameter $\leq 0,03D$ ^d	Fittings (columns 2 to 11) and the densitometer pocket	A ^e	B ^f											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13			14										
$\leq 0,20$	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f	A ^e	B ^f		
0,40	6	3	10	9	10	9	19	18	34	17	3	9	7	9	5	9	6	9	12	6	30	15	5	3	4	2
0,50	16	3	10	9	10	9	44	18	50	25	9	3	30	9	5	9	12	8	12	6	30	15	5	3	6	3
0,60	22	9	18	10	22	10	44	18	75	34	19	9	30	18	8	5	20	9	12	6	30	15	5	3	6	3
0,67	42	13	30	18	42	18	44	18	65 ^h	25	29	18	30	18	9	5	26	11	14	7	30	15	5	3	7	3,5
0,75	44	20	44	18	44	20	44	20	60	18	36	18	44	18	12	6	28	14	18	9	30	15	5	3	7	3,5
0,75	44	20	44	18	44	22	44	20	75	18	44	18	44	18	13	8	36	18	24	12	30	15	5	3	8	4

Figura 10: Condizioni di installazione per un diaframma. I valori sono espressi in multipli del diametro D.

8.2 Boccagli

I boccagli presentano un imbocco simile a quello di un venturimetro ed una sezione di uscita paragonabile a quella di un diaframma. Comportano minori perdite di carico rispetto ad un diaframma, accoppiate ad un maggior ingombro.

8.2.1 Boccaglio ISA 1932

I boccagli ISA 1932 presentano sempre prese di pressione agli angoli (a camera anulare o individuali) a monte; a valle possono anche essere a distanza fissata. Valgono i seguenti limiti di impiego:

- $50 \text{ mm} \leq D \leq 500 \text{ mm}$;
- $0.3 \leq \beta \leq 0.8$;
- Re:
 - $7 \cdot 10^4 \leq Re \leq 10^7$ per $0.3 \leq \beta < 0.44$;
 - $2 \cdot 10^4 \leq Re \leq 10^7$ per $0.44 \leq \beta \leq 0.80$.

L'espressione del coefficiente di portata è la seguente:

$$C = 0.9900 - 0.2262\beta^{4.1} - (0.00175\beta^2 - 0.0033\beta^{4.15}) \left(\frac{10^6}{Re} \right)^{1.15}$$

Le perdite di calcolo Δh^* sono da ritenersi *approssimativamente* valutabili con la formula già definita per i diaframmi.

8.2.2 Venturimetro-Boccaglio

Il venturimetro boccaglio è essenzialmente un boccaglio dotato di un divergente; presenta minori dissipazioni energetiche e minori stati depressivi a valle della strizione, inducendo moti vorticosi di entità minore. Presenta i seguenti limiti di impiego:

- $d \geq 50 \text{ mm}$;
- $65 \text{ mm} \leq D \leq 500 \text{ mm}$;
- $0.316 \leq \beta \leq 0.775$;
- $1.5 \cdot 10^5 \leq Re \leq 2 \cdot 10^6$.

L'espressione del coefficiente di portata è la seguente:

$$C = 0.9958 - 0.196\beta^{4.5}$$

La perdita di carico dipende da più parametri:

- β (inversa proporzionalità);
- Re (proporzionalità diretta);
- Caratteristiche geometriche e costruttive dell'elemento;
- Condizioni di installazione.



8.2.3 Requisiti di installazione di bocchagli

Diam- eter ratio β^a	Upstream (inlet) side of the primary device																				Downstream (outlet) side of the primary device	
	Single 90° bend or tee (flow from one branch only)		Two or more 90° bends in the same plane		Two or more 90° bends in different planes		Reducer 2D to D over a length of 1,5D to 3D		Expander 0,5D to D over a length of D to 2D		Globe valve fully open		Full bore ball or gate valve fully open		Abrupt symmetrical reduction		Thermometer pocket or well ^b of diameter $\leq 0,03D$		Thermometer pocket or well ^b of diameter between 0,03D and 0,13D		Fittings (Columns 2 to 8)	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d	A ^c	B ^d
0,20	10	6	14	7	34	17	5	e	16	8	18	9	12	6	30	15	5	3	20	10	4	2
0,25	10	6	14	7	34	17	5	e	16	8	18	9	12	6	30	15	5	3	20	10	4	2
0,30	10	6	16	8	34	17	5	e	16	8	18	9	12	6	30	15	5	3	20	10	5	2,5
0,35	12	6	16	8	36	18	5	e	16	8	18	9	12	6	30	15	5	3	20	10	5	2,5
0,40	14	7	18	9	36	18	5	e	16	8	20	10	12	6	30	15	5	3	20	10	6	3
0,45	14	7	18	9	38	19	5	e	17	9	20	10	12	6	30	15	5	3	20	10	6	3
0,50	14	7	20	10	40	20	6	5	18	9	22	11	12	6	30	15	5	3	20	10	6	3
0,55	16	8	22	11	44	22	8	5	20	10	24	12	14	7	30	15	5	3	20	10	6	3
0,60	18	9	26	13	48	24	9	5	22	11	26	13	14	7	30	15	5	3	20	10	7	3,5
0,65	22	11	32	16	54	27	11	6	25	13	28	14	16	8	30	15	5	3	20	10	7	3,5
0,70	28	14	36	18	62	31	14	7	30	15	32	16	20	10	30	15	5	3	20	10	7	3,5
0,75	36	18	42	21	70	35	22	11	38	19	36	18	24	12	30	15	5	3	20	10	8	4
0,80	46	23	50	25	80	40	30	15	54	27	44	22	30	15	30	15	5	3	20	10	8	4

8.3 Venturimetro

Il venturimetro è un misuratore differenziale dotato di due rastremazioni graduali, determina un ingombro significativo a fronte di minori perdite di carico (tipicamente l'angolo del convergente è di 21° mentre quello del divergente di 14° per aumentare la lunghezza e il *graduale ripristino della sezione*, limitando le perdite di carico nel divergente e i relativi effetti vorticosi).

Per un venturimetro con convergente lavorato valgono i seguenti limiti di impiego:

- $50 \text{ mm} \leq D \leq 250 \text{ mm}$
- $0.4 \leq \beta \leq 0.75$
- $2 \cdot 10^5 \leq Re \leq 1 \cdot 10^6$

Il coefficiente di portata è pari a 0.995.

Le perdite di carico indotte dal dispositivo richiedono le medesime considerazioni effettuate per il venturimetro bocchaglio; a titolo orientativo si può ritenere che la perdita di carico sia compresa tra il 5% e il 20% di Δh .

8.4 Dimensionamento

Il processo può essere schematizzato come segue:

1. Scelta del dispositivo;
2. Noti σ e v si calcola il numero di Reynolds Re ;
3. Verifica di compatibilità tra le condizioni di esercizio e i limiti da normativa;
4. Calcolo del coefficiente di portata in funzione di Re e β .

Effettuati questi passaggi preliminari, è possibile fissare un valore di primo tentativo della strizione d (essendo Q e D parametri di progetto); fissato un limite a Δh tra monte e valle, ammissibile entro il

range di 1m-2m è possibile ricavare il valore effettivo di d confrontando la portata di progetto con quella ottenuta dalla formula:

$$Q = \frac{C(d)}{\sqrt{1 - \beta(d)^4}} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sqrt{2g\Delta h}$$

Una volta noto il valore teorico del diametro d di strozzamento, è possibile ricavare il diametro commerciale compatibile in funzione del quale si valutano gli effettivi valori di C e β , dunque l'effettivo dislivello piezometrico. Da ciò è possibile valutare le effettive perdite di carico nel dispositivo e verificarne la compatibilità con la norma.

Il dispositivo di misura deve essere corredato della corrispondente scala di deflusso che consenta la conoscenza immediata della portata defluente in condotta in corrispondenza di un determinato valore di dislivello piezometrico tra monte e valle dell'elemento primario.

Deve riportarsi, inoltre, l'andamento della perdita di carico indotta dal dispositivo al variare della portata.

Si riportano di seguito i dati relativi al dimensionamento dei misuratori considerati; si osserva in particolare l'inapplicabilità del venturimetro causata da un'incompatibilità nei limiti normativi imposti sul numero di Reynolds.

Posizione: Ingresso camera di manovra serbatoio		Dimensionamento teorico													
Tipo dispositivo (-)	Qprog (L/s)	DN (mm)	Di (mm)	v (m ² /s)	v (m/s)	Re (-)	Δh (m)	Δh^* (m)	d (mm)	β (-)	C (-)	α_1	α_2	$\Delta\alpha$	
Diaframma (angoli)	19.36	125	130.7	0.000001	1.44	188599.22	1.29	0.73	84.955	0.65	0.614	0.678	0.678	-0.0006	
Boccaglio ISA 1932	19.36	125	130.7	0.000001	1.44	188599.22	1.42	0.83	67.964	0.52	0.973	1.010	1.011	-0.0001	
Venturimetro boccaglio	19.36	125	130.7	0.000001	1.44	188599.22	1.63	0.99	65.35	0.5	0.987	1.020	1.020	0.0000	
Venturimetro (lavorato)	19.36	125	130.7	0.000001	1.44	188599.22	1.61	0.97	65.35	0.5	0.995	1.028	1.028	0.0000	

Posizione: Ingresso camera di manovra serbatoio	Progetto					Verifica			
	Tipo dispositivo (-)	d _{eff} (mm)	β (-)	C (-)	Δh_{eff} (m)	Δh^*_{eff} (m)	Verifica lim d	Verifica lim β	Verifica lim Re
Diaframma (angoli)		85	0.650	0.614	1.292	0.734	Sì	Sì	Sì
Boccaglio ISA 1932		70	0.536	0.971	1.257	0.708	-	Sì	Sì
Venturimetro boccaglio		65	0.497	0.987	1.671	1.015	Sì	Sì	Sì
Venturimetro (lavorato)		65	0.497	0.995	1.646	0.996	-	Sì	No

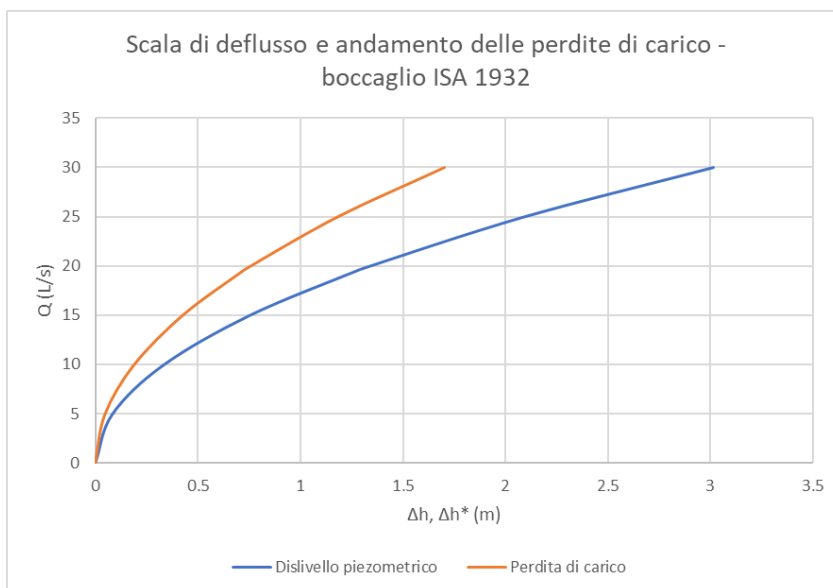
I dispositivi sono stati selezionati da cataloghi dei produttori WIKA (boccaglio, venturimetro boccaglio, venturimetro) ed OVENTROP (diaframma).

Non essendo in possesso di sufficienti dati di natura economica per poter definire un efficace criterio di appoggio, si è ritenuto di selezionare il Boccaglio ISA 1932 in virtù dei valori più ridotti di perdite di carico.

8.5 Scala di deflusso e andamento delle perdite di carico

Si riportano di seguito i dati ricavati per determinare l'andamento del diagramma della scala di deflusso e dell'andamento delle perdite di carico riportato per il boccaglio ISA 1932, definiti in base ai valori di progetto ricavati nella fase di dimensionamento.

Boccaglio: scala di deflusso		
Q (L/s)	Δh (m)	Δh^* (m)
0	0.00	0.00
5	0.08	0.05
10	0.34	0.19
15	0.75	0.43
19.36	1.26	0.71
20	1.34	0.76
25	2.10	1.18
30	3.02	1.70



9. Dimensionamento del serbatoio idraulico K

Il serbatoio K schematizza un serbatoio di testata di un centro abitato, dal quale viene captata la risorsa idrica per convogliarla nella rete di distribuzione. Più in generale, i serbatoi assolvono alle seguenti funzioni:

- Disconnessione idraulica tra opera di adduzione e rete di distribuzione (per minimizzare gli effetti dei colpi d'ariete);
- Fissare il piano dei carichi idraulici sulla rete di distribuzione idrica;
- Compensare la variabilità delle portate richieste dalla rete rispetto alla costanza della portata dovuta all'adduzione (l'aliquota del volume contenuto dal serbatoio dimensionata a tale scopo è detta *capacità di compenso*);
- Fungere da riserva per soddisfare i fabbisogni ordinari nei periodi di interruzione, accidentale o programmata, dell'opera di adduzione (*capacità di riserva*);
- Sopperire alle richieste straordinarie della rete per lo spegnimento di incendi (*capacità antincendio*).

Indipendentemente dal loro tipo di impiego, i serbatoi devono essere protetti dall'ambiente circostante (per impedire infiltrazioni e contatto con persone, animali e vegetali, che potrebbero contaminare la risorsa), costruiti con materiali non aggredibili dall'acqua e che non ne alterano le caratteristiche chimico-fisiche e organolettiche e strutturati in maniera tale da garantire un'adeguata ricircolazione, priva di ristagno.

Per garantire la funzione di sconnessione, di norma l'alimentazione della vasca avviene dall'alto: ciò per impedirne lo svuotamento in caso di rottura nell'opera di adduzione oltre che per rendere prefissato il carico in corrispondenza del punto di consegna, così da rendere uniforme il funzionamento dell'acquedotto nel tempo.

Nel corso della giornata i consumi d'acqua delle utenze variano, con essi si modificano i livelli della linea piezometrica ed il livello d'acqua presente nel serbatoio. Per valori bassi di altezza piezometrica (pressione) si registra un livello d'acqua minore nel serbatoio, il che indica alta richiesta d'acqua dalle

utenze. Per ovviare a eccessive variazioni di pressione nell'impianto nel corso del suo esercizio giornaliero, si impone una variazione massima di altezza piezometrica durante il giorno di 20-25 m; si richiede inoltre un limite massimo di pressione di 70-100m rispetto al piano di campagna per garantire una corretta erogazione alle utenze senza minare l'integrità delle tubazioni.

Di seguito i parametri di progetto legati al contesto:

Dati sul centro abitato		
Qp (L/s)	Nab (ab)	dot (L/ab/g)
19.36	7000	239

8.1 Dimensionamento delle vasche

8.1.1 Capacità di compenso

Si definisce *capacità di compenso* V_c il volume stoccato in un serbatoio per compensare la richiesta delle utenze nelle fasce orarie in cui la portata da erogare è maggiore rispetto a quella addotta. Di norma, si ha:

$$V_c = \frac{1}{3} C_g = \frac{Q_m \cdot 86400}{3}$$

Dove C_g rappresenta la *capacità giornaliera* del serbatoio. Tale formula deriva da un'analisi del *pattern dei consumi* delle utenze, di norma desunto da un'analisi statistica dei consumi della rete in ogni fascia oraria in base a dati storicamente determinati. In particolare, si definisce *fascia oraria di punta* quella corrispondente alla massima richiesta. Un generico pattern di consumi può essere grossolanamente schematizzato nei seguenti gruppi di fasce orarie:

- 00.00 – 08.00: è empiricamente ammissibile assumere una richiesta idrica nulla; in questa fascia oraria si registra un accumulo pari alla capacità di compenso grazie alla continua erogazione della portata di progetto.
- 08.00 – 16.00: si assume che la portata richiesta dalla rete sia pari al doppio della portata fornita dall'opera di adduzione; l'accumulo sopperisce alla richiesta aggiuntiva.
- 16.00 – 00.00: si ritiene che la portata richiesta dalla rete sia pari a quella fornita dall'opera di adduzione, si determina dunque un accumulo nullo e il serbatoio opera costantemente al proprio livello idrico minimo.

Ne discende per deduzione la natura algebrica di V_c .

8.1.2 Capacità di riserva

La *capacità di riserva* V_r è il volume stoccato nel serbatoio per compensare l'eventuale interruzione del servizio adduttivo per attività di manutenzione; viene valutata statisticamente in base alla probabilità di interruzione del servizio e il tempo medio di manutenzione, variabile tra 0.75 e 2 giorni in funzione delle caratteristiche del terreno di posa.

$$V_r = 0.75 \leftrightarrow 2 \cdot C_g$$



8.1.3 Capacità antincendio

La *capacità antincendio* V_a è il volume necessario ad alimentare gli idranti in esercizio in caso di incendio; è funzione del numero di dispositivi operanti contemporaneamente (considerando per ciascun idrante una pressione minima di 5-10 m e una portata erogata di 15 L/s), valutato per via probabilistica attraverso la *formula del Conti*: $Q_{inc}^* = 6\sqrt{P}$

in cui P è la popolazione espressa in migliaia. Noto il valore teorico di portata antincendio richiesta, si calcola il numero di idranti n da ritenere contemporaneamente attivi in caso di incendio tenendo conto che ciascun idrante eroga 15 L/s; si considera dunque il minimo valore di n in grado di rispettare la seguente relazione:

$$n > \frac{Q_{inc}^*}{15}$$

La portata antincendio effettiva Q_{inc} risulta pari a $n \cdot 15$ L/s.

Considerando un'erogazione continua di 2 ore per poter efficacemente domare l'incendio, si ha che:

$$V_a = Q_{inc} \cdot 7200 \text{ s}$$

8.1.4 Calcolo del volume d'acqua contenuto nel serbatoio

In generale, il volume d'acqua contenuto nel serbatoio è pari alla somma delle tre aliquote appena presentate; se però la capacità di riserva è almeno quattro volte superiore rispetto alla capacità antincendio, si ritiene che il volume d'acqua destinato allo spegnimento di incendi sia incluso in quello di riserva idrica, dunque $V_{tot} = V_c + V_r$. Si riporta di seguito il calcolo del volume del serbatoio:

Volumi						
V_c (m^3)	V_r (m^3)	Q_{inc}^* (L/s)	Q_{inc} (L/s)	V_a (m^3)	V_r/V_a (-)	V_{serb} (m^3)
557.67	2300.38	15.87	30	216.00	10.65	2858.04

In questa applicazione dunque la capacità antincendio è inclusa nella capacità di riserva.

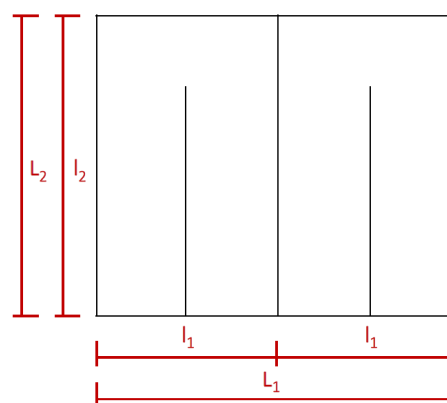
8.1.5 Dimensionamento geometrico delle vasche

Essendo noto il volume da stoccare nel serbatoio, è possibile dimensionarne le vasche: essendo detto volume superiore a 300 m^3 è necessario prevedere due vasche, in maniera tale da consentire le operazioni manutentive di una vasca senza dover interrompere il servizio idrico, limitando le possibilità di esercizio della fornitura idrica in condizioni gravose.

Ipotizzando di dimensionare un serbatoio con vasche rettangolari – di più semplice progetto e realizzazione, a scapito di un peggior funzionamento statico su terreni soggetti a cedimenti differenziali – si definisce un *tirante idrico*, livello idrico massimo del serbatoio (solitamente compreso tra 3.5 m e 6-7 m, in questa esercitazione assunto pari a 5 m) fissato in maniera tale da garantire un compromesso tra tempi di ritenzione dell'acqua limitati e una minor variazione del livello idrico del serbatoio nel corso della giornata. Noto il tirante, è possibile definire l'area complessiva delle vasche. Poiché nelle applicazioni ingegneristiche risulta particolarmente conveniente un rapporto di 2/3 per le dimensioni in pianta della coppia di vasche e di 3/4 per la singola vasca (tali rapporti consentono di minimizzare il quantitativo di materiale utilizzato per la realizzazione a parità di volume contenuto), il calcolo è definito:

Tirante
Hmax (m)
5

Dimensioni in pianta				
A (m ²)	L1 (m)	L2 (m)	l1 (m)	l2 (m)
571.61	29.28	19.52	14.64	19.52



Per delineare delle dimensioni compatibili con la fase di cantiere, in cui si ammette un limite di tolleranza entro i 5 cm, si convertono i valori di lunghezza ottenuti in dimensioni multiple di 5 cm, in maniera tale da definire un volume almeno pari al volume teorico definito dal calcolo rigoroso. Se ne riportano di seguito i risultati:

Dimensioni cantierabili			
l1 (m)	l2 (m)	Hmax (m)	Vserb,eff (m ³)
14.65	19.55	5.00	2864.075

Nelle vasche aventi l_1 maggiore di 6 m occorre realizzare, come evidenziato nello schema, dei *setti interni* che fungono sia da appoggio ulteriore della copertura che da dispositivi in grado di imporre un preciso moto all'acqua per evitarne il ristagno. Nelle vasche rettangolari, in particolare, i setti vengono sempre realizzati in numero *dispari*, per garantire un corretto ricircolo.

8.2 Dimensionamento delle componenti della camera di manovra

L'acqua dell'opera di adduzione attraversa diverse componenti – contenute in una *camera di manovra* – prima di essere convogliata nel serbatoio: oltre al misuratore di portata dimensionato in precedenza, essa attraversa un *pozzetto di shuntaggio* (che funge da sconnessione idraulica tra l'opera di adduzione e la rete di distribuzione nel caso in cui entrambe le vasche siano in manutenzione, se l'acqua permane in esso per 15-20 minuti, consente di effettuare una prima operazione di disinfezione dell'acqua tramite una *preclorazione*) per poi essere convogliata nelle vasche. La presa dalle vasche verso la rete di distribuzione è posta in un vano al di sotto del fondo del serbatoio, che funge sia da vasca di raccolta del materiale sedimentario – periodicamente asportato – da minimo tirante idrico per gli impianti di pompaggio. Ogni vasca (pozzetto di shuntaggio incluso) è inoltre dotata di uno scarico di fondo ed uno scarico di superficie, che scaricano acqua in una apposita canaletta di scarico.



8.2.1 Dimensionamento dello scarico di fondo di una vasca

Lo scarico di fondo può essere modellato come una luce di fondo (coefficiente di efflusso $\mu=0.60$) con battente $h(t)$ variabile nel tempo; riducendosi il livello idrico nel tempo diminuisce la pressione alla base del serbatoio, dunque la portata: raggiunto il tempo di svuotamento T_s , la portata si annulla.

In fase di dimensionamento, si fissa $T_s=3-4 \text{ h}^{10}$, ricavando la sezione di tubazione in grado di sopprimere a tale richiesta ed il suo diametro. Noto il diametro teorico necessario, lo si converte in diametro commerciale e si valuta l'effettivo tempo di svuotamento.

$$T_s = \frac{2 \cdot V_{\text{singola vasca}}}{\mu \sigma \sqrt{2g \cdot H_{\text{max}}}} = \frac{V_{\text{singola vasca}}}{Q_{\text{efflusso, media}}} \Rightarrow \sigma = \frac{2 \cdot V_{\text{singola vasca}}}{\mu \cdot T_s \cdot \sqrt{2g \cdot H_{\text{max}}}} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4\sigma}{\pi}}$$

Si riportano di seguito i risultati del calcolo:

Dimensionamento scarico di fondo								
Tsvuot (h)	Vvasca (m ³)	μ (-)	σ (m ²)	Dt (mm)	DNcomm (mm)	Di, comm (mm)	Tsvuot,eff (h)	Accettabile? (s/n)
4.00	1432.04	0.6	0.03	206.45	200	207.90	3.94	Sì

Risulta che lo scarico di fondo può essere realizzato con una condotta DN200, già impiegata all'interno dell'opera di adduzione; ne risulta un'ulteriore economicità dovuta a una ridotta necessità di acquisto di canne a stock.

8.2.2 Dimensionamento dello scarico di superficie di una vasca

Lo scarico di superficie, sistema di emergenza che si attiva quando il livello idrico del serbatoio eccede il proprio tirante idrico, è essenzialmente composto da un calice di raccolta superiore di forma tronco-conica ed una tubazione sottostante di convogliamento e smaltimento dell'acqua. Il dimensionamento si attua separatamente per ciascuna delle due componenti:

8.2.2.1 Dimensionamento del calice

Il calice di raccolta può essere modellato come una luce a stramazzo (coefficiente di efflusso $\mu=0.41$) di base circolare (pari alla lunghezza della circonferenza di diametro D_c) e avente carico h' (nell'ordine dei 3-7 cm alla sezione di imbocco); assumendo che la portata da smaltire

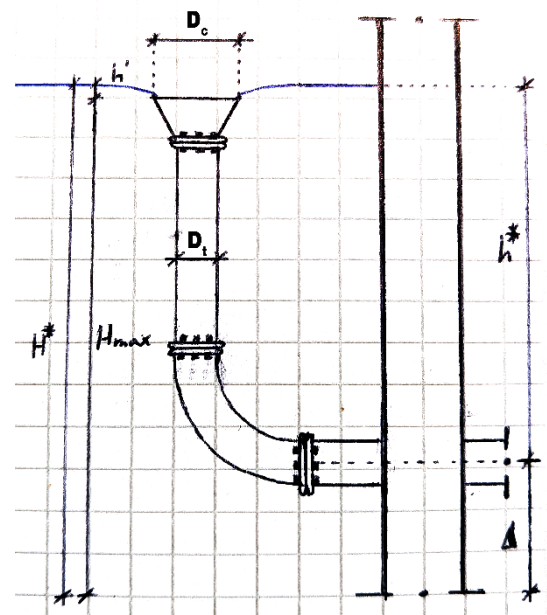


Figura 11: schema di uno scarico di superficie.

¹⁰ Il limite deriva da requisiti di natura tecnica: tempi di svuotamento superiori sarebbero eccessivi, mentre tempi minori implicherebbero una significativa, puntuale immissione di portata nell'impianto di drenaggio e classi diametrali per la condotta di scarico significativamente maggiori.

sia pari alla portata di progetto in ingresso alla vasca Q_m , è possibile dimensionare D_c :

$$Q_m = \mu \cdot \pi \cdot D_c \cdot h' \sqrt{2gh'} \Rightarrow D_c = \frac{Q_m}{\mu \cdot \pi \cdot h' \cdot \sqrt{2gh'}}$$

in cui h' , coincidente col battente, corrisponde al livello idrico che si genera prima della *strizione di chiamata allo sbocco* (riduzione della vena idrica dovuta allo sfioro).

Si riporta di seguito il calcolo relativo al dimensionamento introdotto; una volta noto il diametro commercialmente compatibile con quello ottenuto dalla formula già menzionata, lo si converte in diametro commerciale (si suppone infatti che il calice corrisponda ad un convergente, pezzo speciale di raccordo tra due condotte di differenti classi diametrali) e si valuta il battente effettivo.

Calice					
μ (-)	h' (cm)	Dic,t (mm)	DN comm (mm)	Dic,comm (mm)	h',eff (cm)
0.41	7	183.29	250	260.40	5.54

8.2.2.2 Dimensionamento della tubazione di scarico

Il dimensionamento della tubazione dello scarico di superficie si effettua in ragione di una *verifica a saturazione*: a livello teorico sono sufficienti diametri ridotti per un efficace deflusso delle portate insistenti in caso di attivazione dello scarico; è però economicamente più vantaggioso impiegare classi diametrali già utilizzate in altre porzioni dell'opera di adduzione per ridurre il numero complessivo di canne a stock da dover acquistare. Una volta adottata una classe diametrale (DN200, in questa applicazione), si verifica che il battente h^* agente sul tronco orizzontale della tubazione e relativo a Q_m sia *non superiore* al battente disponibile $H^* = H_{MAX} + h' - \Delta$, con Δ pari alla distanza tra l'asse della tubazione orizzontale e il fondo della vasca (nell'ordine dei 30 cm), schematizzando detta tubazione come una luce a battente (coefficiente di efflusso $\mu = 0.60$).

Si ha quindi che:

$$h^* = \frac{Q_m^2}{\mu^2 \sigma^2 \cdot 2g} \leq H^* = H_{MAX} + h' - \Delta; \quad \sigma = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

In questa applicazione, si ottiene:

Verifica a saturazione tubazione						
DN comm (mm)	Dic,comm (mm)	μ (-)	Δ (m)	h^* (m)	H^* (m)	Verificato? (s/n)
200	207.90	0.60	0.30	0.10	4.71	Sì

8.2.3 Dimensionamento della canaletta di scarico

La canaletta di scarico presenta un funzionamento idraulico *a pelo libero*: essa raccoglie le acque provenienti dagli scarichi di fondo e di superficie delle vasche e del pozzetto di shuntaggio.



Nelle ipotesi di moto uniforme, considerando una sezione rettangolare in calcestruzzo ben liscio ed una pendenza $i=1.0\%$, si utilizza la *formula di resistenza di Gauckler – Strickler* da cui, fissata la base

$$Q_{\text{scarico fondo vasca}} = \mu \cdot \sigma_{s.f.} \cdot \sqrt{2gH_{MAX}} \quad ; \quad Q_{\text{scarico superficie shuntaggio}} = Q_m$$

$$Q_{MAX} = 2Q_{\text{scarico fondo vasca}} + Q_{\text{scarico superficie shuntaggio}}$$

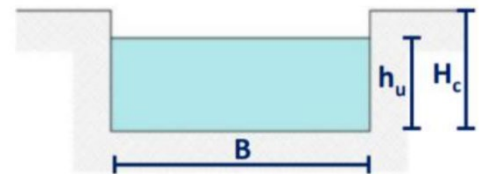
della canaletta (di norma tra 50 cm e 60 cm) è possibile ricavare l'altezza della canaletta in funzione della portata massima Q_{MAX} , ottenuta valutando la portata all'istante $t=0$ di *simultanea apertura* degli scarichi di fondo di entrambe le vasche (condizione più gravosa, implica necessità di manutenzione su entrambe le vasche!) e ipotizzando la simultanea attivazione dello scarico di superficie del pozzetto di shuntaggio, di volume limitato rispetto alle vasche.

Si applica dunque la formula di Gauckler – Strickler, considerando un coefficiente di conducibilità idraulica di $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (corrispondente al calcestruzzo ben liscio):

$$Q_{MAX} = K_{GS} \cdot \sigma \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2};$$

$$Q_{MAX} = K_{GS} \cdot \sigma \cdot \left(\frac{\sigma}{\chi}\right)^{2/3} \cdot i^{1/2};$$

$$Q_{MAX} = K_{GS} \cdot (B \cdot h_u) \cdot \left(\frac{B \cdot h_u}{B + 2h_u}\right)^{2/3} \cdot i^{1/2}$$



con χ contorno bagnato della canaletta.

Ricavando h_u dalla formula suddetta, si considera a vantaggio di sicurezza un grado di riempimento massimo del 70%; ne segue che l'altezza effettiva della canaletta H_c è pari ad $h_u/0.70$.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati nel caso in oggetto, assumendo una base B di 50 cm.

Dimensionamento canaletta di scarico											
Calcolo portata scarico			Formula di Gauckler - Strickler					Altezza canaletta			
Qsf (L/s)	Qp (L/s)	Qmax (L/s)	K_{GS} ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)	i (%)	B (m)	Q_{GS} (L/s)	$\Delta Q_{max,GS}$ (L/s)	h_u (m)	$H_{c,eff}$ (m)	$H_{c,cantiere}$ (m)	
201.70	19.36	422.75	70	1	0.50	422.75	0.0001	0.416	0.595	0.600	

Risulta una canaletta a sezione pressoché quadrata, di altezza effettiva 60 cm.

8.2.4 Dimensionamento del pozzetto di shuntaggio

Il pozzetto di shuntaggio funge prevalentemente da sconnessione idraulica quando le vasche sono inattive per manutenzione; se il tempo di detenzione T_D all'interno del pozzetto è nell'ordine dei 15-20 minuti è inoltre possibile effettuare in esso la *preclorazione*, parte del processo di potabilizzazione dell'acqua.

Il dimensionamento si realizza valutando il volume V_{sh} contenuto nel pozzetto, pari al prodotto tra la portata fornita dall'opera di adduzione Q_m e il tempo di detenzione.

Si fissa poi un tirante idrico massimo H_{sh} , pari al tirante idrico massimo delle vasche H_{MAX} incrementato di 50 cm (per compensare le perdite di carico localizzate dovute alla presenza di numerosi pezzi speciali nel passaggio dal pozzetto alle vasche). Essendo il pozzetto di norma a base quadrata, nota l'area di base A_{sh} è noto anche il lato L_{sh} .

$$V_{sh} = Q_m \cdot T_D \quad ; \quad T_D = 15 - 20 \text{ min}$$

$$A_{sh} = \frac{V_{sh}}{H_{sh}} \quad ; \quad H_{sh} = H_{MAX} + 50 \text{ cm}$$

$$L_{sh} = \sqrt{A_{sh}}$$

Se $L_{sh} \geq 1.40 - 1.50$ m, per evitare eccessivi ingombri nella camera di manovra si rinuncia all'attività di preclorazione e si fissa $L_{sh} = 1.40 - 1.50$ m, ricalcolando il volume effettivo V_{sh} contenuto nel pozzetto ed il relativo tempo di detenzione.

Si riportano di seguito i risultati del calcolo:

Dimensionamento pozzetto di shuntaggio							
T_D (min)	V_{sh} (m^3)	H_{sh} (m)	A_{sh} (m^2)	$L_{sh,t}$ (m)	$L_{sh,eff}$ (m)	$V_{sh,eff}$ (m^3)	$T_{D,eff}$ (s)
15	17.43	5.50	3.17	1.78	1.40	10.78	557.00

Essendo il tempo di detenzione effettivo minore di quindici minuti, si rinuncia alla fase di preclorazione nel pozzetto di shuntaggio; si opererà direttamente in vasca con l'operazione di clorazione.

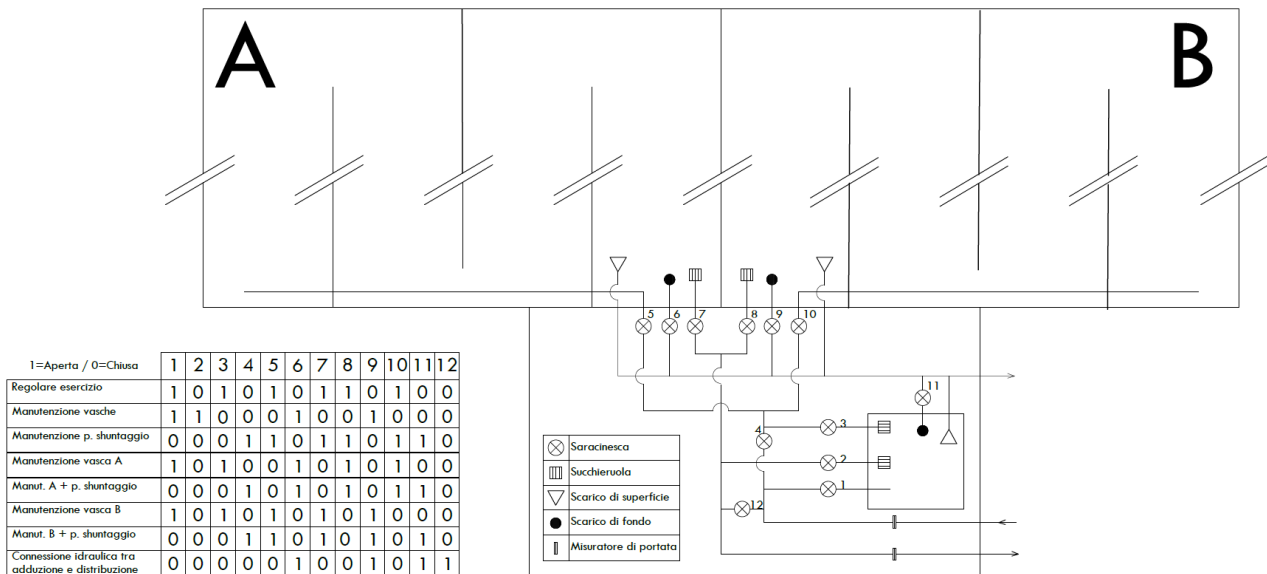
8.3 Funzionamento della camera di manovra

Come intuibile dallo schema riportato di seguito, la camera di manovra presenta numerose configurazioni di esercizio per consentire il regolare esercizio della fornitura idrica anche in condizioni non abituali, ad esempio in caso di manutenzione di alcune delle opere interne valutate in precedenza. Come intuibile, la camera di manovra del serbatoio progettato prevede almeno 8 configurazioni, in cui ogni saracinesca svolge la propria funzione di valvola di intercettazione in base alle esigenze secondo i seguenti principi:

- Saracinesche legate a tubazioni di immissione nella vasca in esame: chiuse solo in caso di manutenzione della vasca salvo condizioni emergenziali che richiedono una connessione diretta tra opera di adduzione e rete di distribuzione;
- Saracinesche connesse a scarichi di fondo: aperte solo in caso di manutenzione della vasca di riferimento, salvo le condizioni emergenziali suddette;



- Saracinesche collegate a succhieruole: chiuse in caso di manutenzione della vasca di riferimento o, nel caso del pozzetto di shuntaggio, in base all'eventuale manutenzione di entrambe le vasche del serbatoio;
- Saracinesca 12: aperta solo ed esclusivamente in caso di totale compromissione dell'impianto di stoccaggio dell'acqua, rimuove la sconnessione idraulica tra opera di adduzione e rete di distribuzione, rendendo estremamente gravosi eventuali effetti di colpo d'ariete.





Università degli Studi di Napoli “Federico II”

Scuola Politecnica e delle Scienze di Base

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

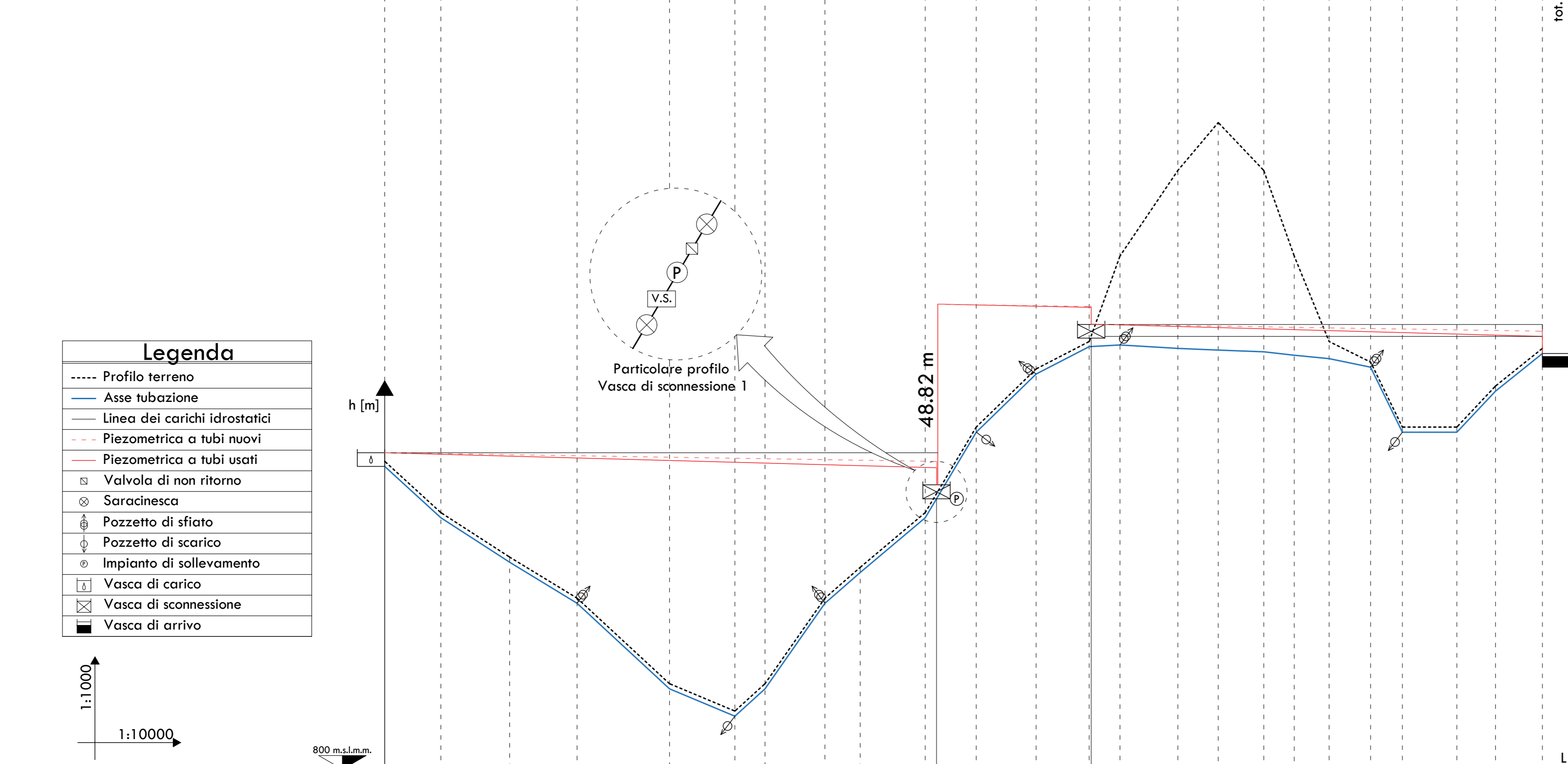
Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile – Architettura

Corso di Costruzioni Idrauliche

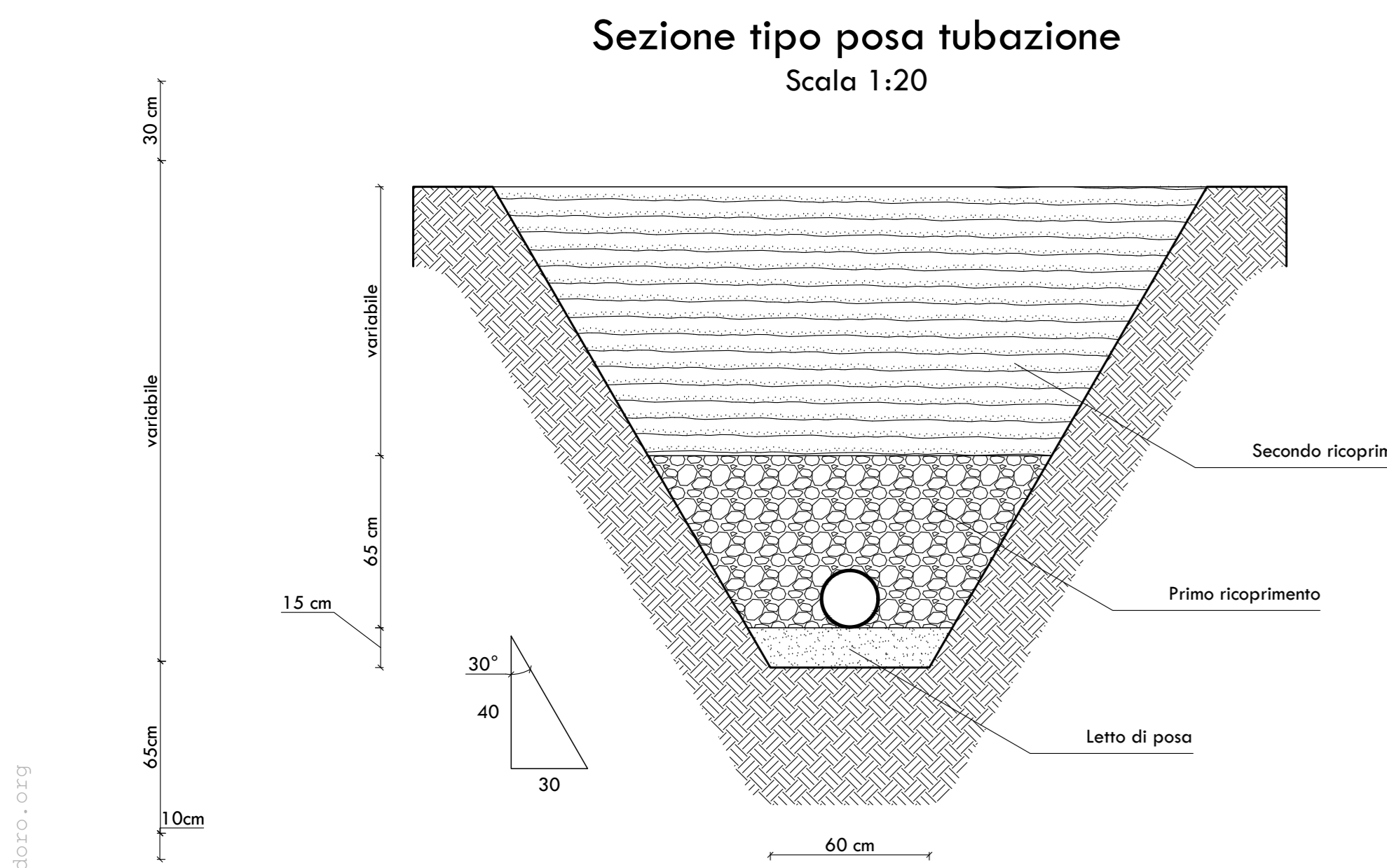
Anno Accademico 2022 – 2023

Profilo Altimetrico

Caratteristiche idrauliche	$Q_m = 19.36 \frac{m^3}{s}; v_m = 0.62 \frac{m}{s}$																				
Caratteristiche tubazione	Tubi in acciaio senza saldatura forniti e posti in opera secondo le norme UNI 6363/84, con rivestimento bituminoso pesante, con giunzioni a bichiere sferico con saldatura per sovrapposizione; DN = 200 mm																				
Caratteristiche livellette	L (m)	164	398	270	191	88.8	175	293	149	175	155	90	169	251	191	121	93	159	113	137	
	Δ (m)	13.5	25	23.75	8	7.97	25	25	25.76	17	8	0.49	1.00	1	2	2.5	1.9	0.00	11.3	11	137
	i (%)	8.23	6.28	8.80	4.19	8.98	14.29	8.53	17.28	9.71	5.16	0.54	0.59	0.40	1.05	1.31	2.04	0.00	10.62	8.03	137
Sviluppo effettivo livellette		164.55	398.78	271.04	191.17	897.16	176.78	293.12	151.21	175.82	155.21	90.00	169.00	251.00	191.01	121.03	94.92	159	113.64	137.44	1374.88

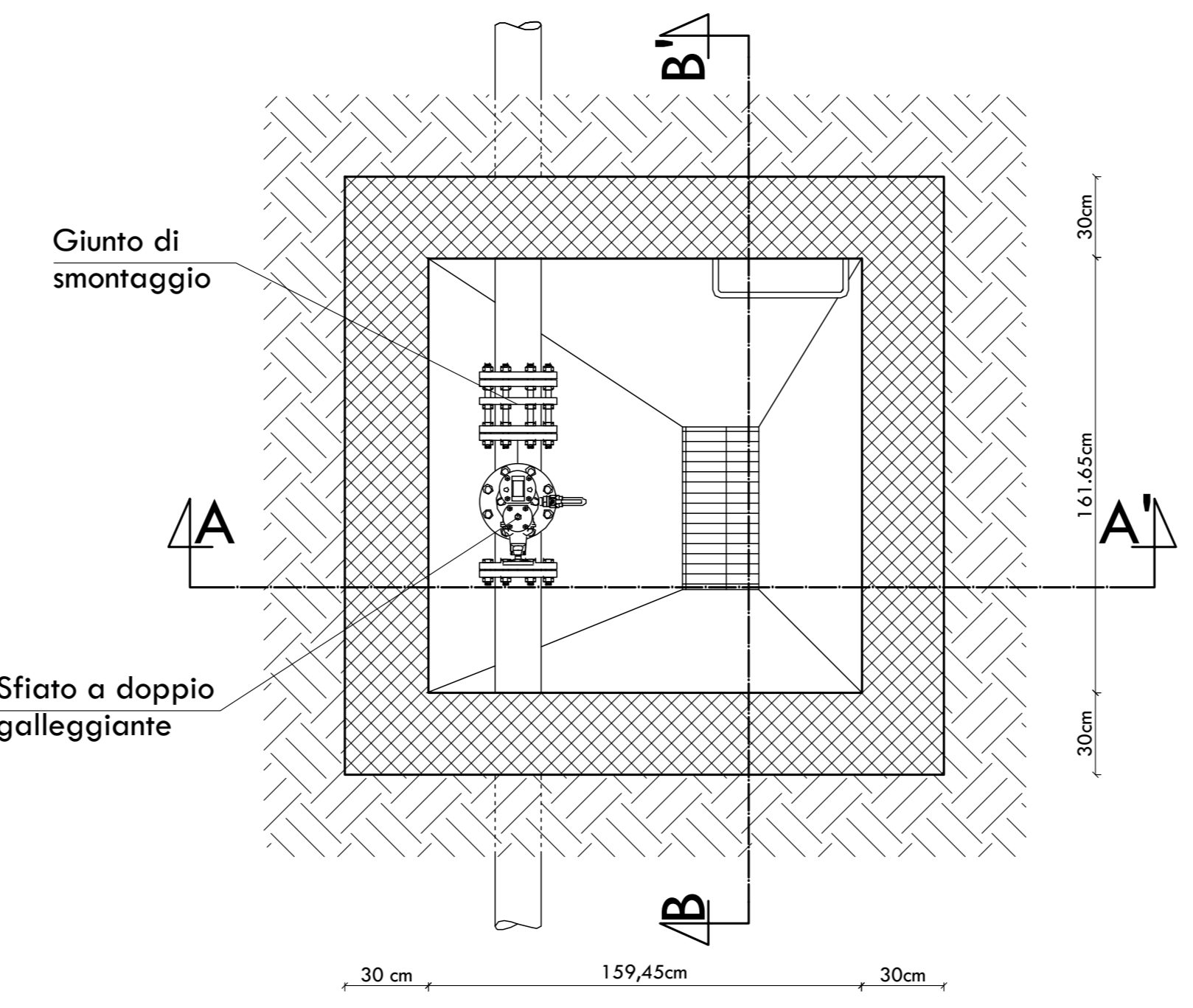


Picchetti - vertici	S	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17	A18	A19	A20	A21	A22	K										
Quote del terreno (m.s.l.m.)	888.50	890.00	875.00	862.00	850.00	825.00	817.00	825.00	848.50	850.00	872.00	884.55	886.00	900.00	915.50	917.00	923.00	925.00	922.00	925.00	921.00	925.00	920.00	925.00	917.50	919.00	898.50	900.00	910.50	912.00	921.50	923.00		
Quote asse tubazione (m.s.l.m.)	888.50	873.50	862.00	848.50	850.00	823.50	817.00	823.50	848.50	850.00	872.00	884.55	886.00	900.00	915.50	917.00	923.00	925.00	922.00	925.00	921.00	925.00	920.00	925.00	917.50	919.00	898.50	900.00	910.50	912.00	921.50	923.00		
Distanze parziali (m)		164	201	197	270	191	88	175	103	189	190	149	175	155	90	169	118	133	89	102	121	93	159	113	113	137								
Distanze progressive (m)	0	164	365	562	832	1023	1111	1286	1389	1579	1672	1728	1803	1893	2052	2221	2339	2472	2561	2650	2752	2865	2978	3132	3245	3382								
Distanze chilometriche (km)	0					1									2																			
Deviazioni planimetriche (°)		90				90				60									25															
Deviazioni altimetriche (°)	0	2	0	2	3	3	3	3	1	6	5	3	3	0	0	0	0	0	0	0	1	10	12	6	1	11								

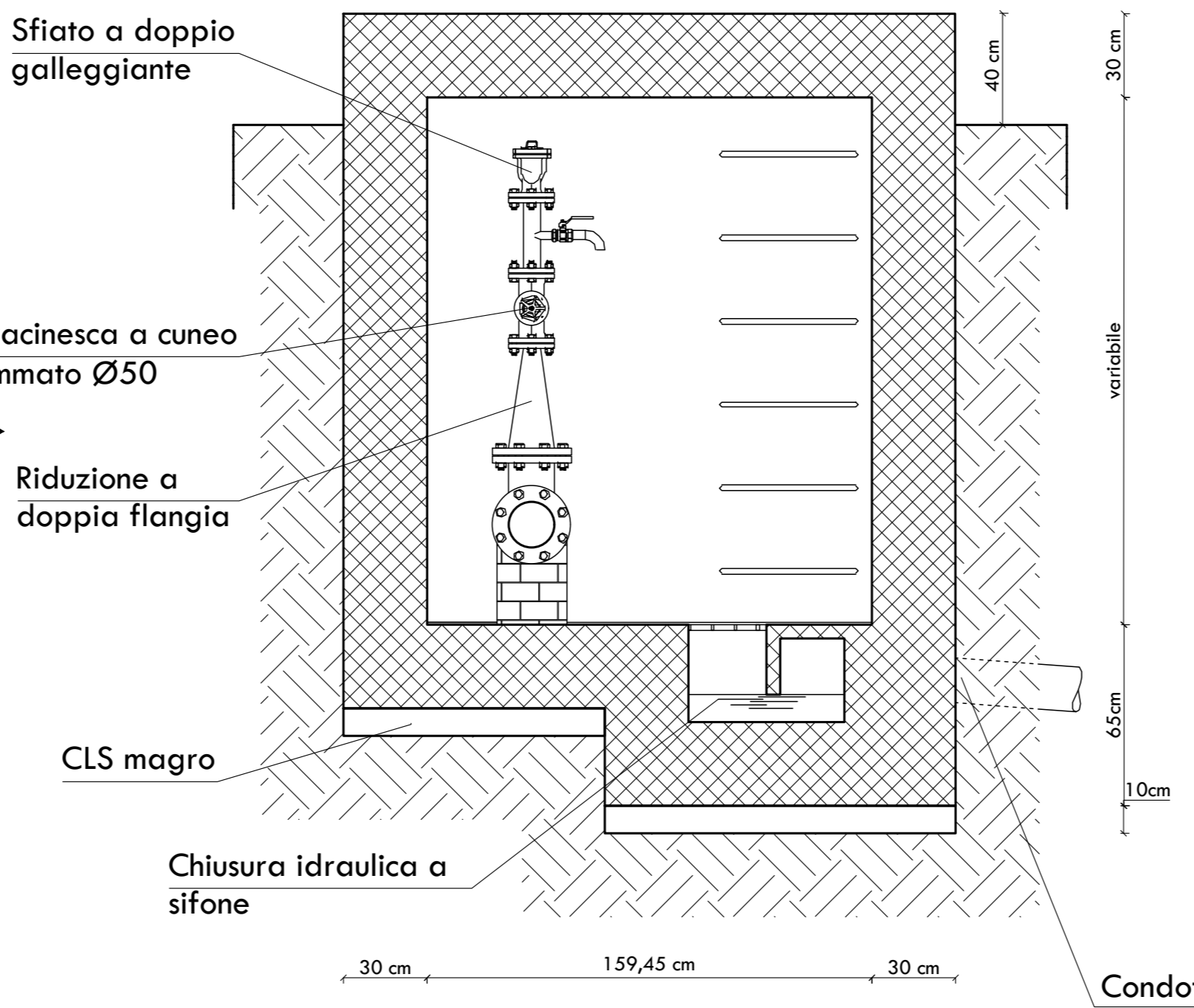


Pozzetto di sfiato

Planimetria
Scala 1:20

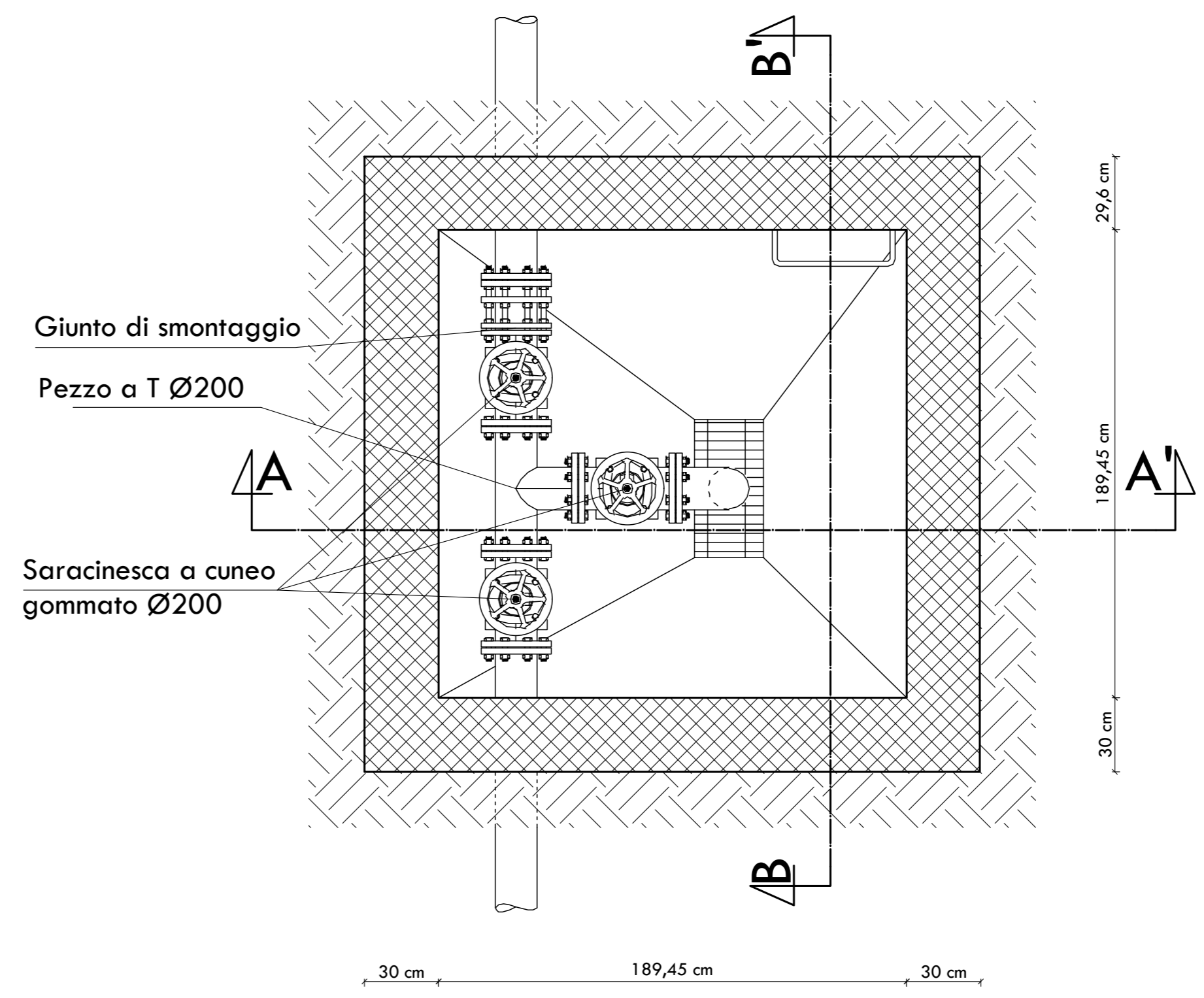


Sezione A-A'
Scala 1:20

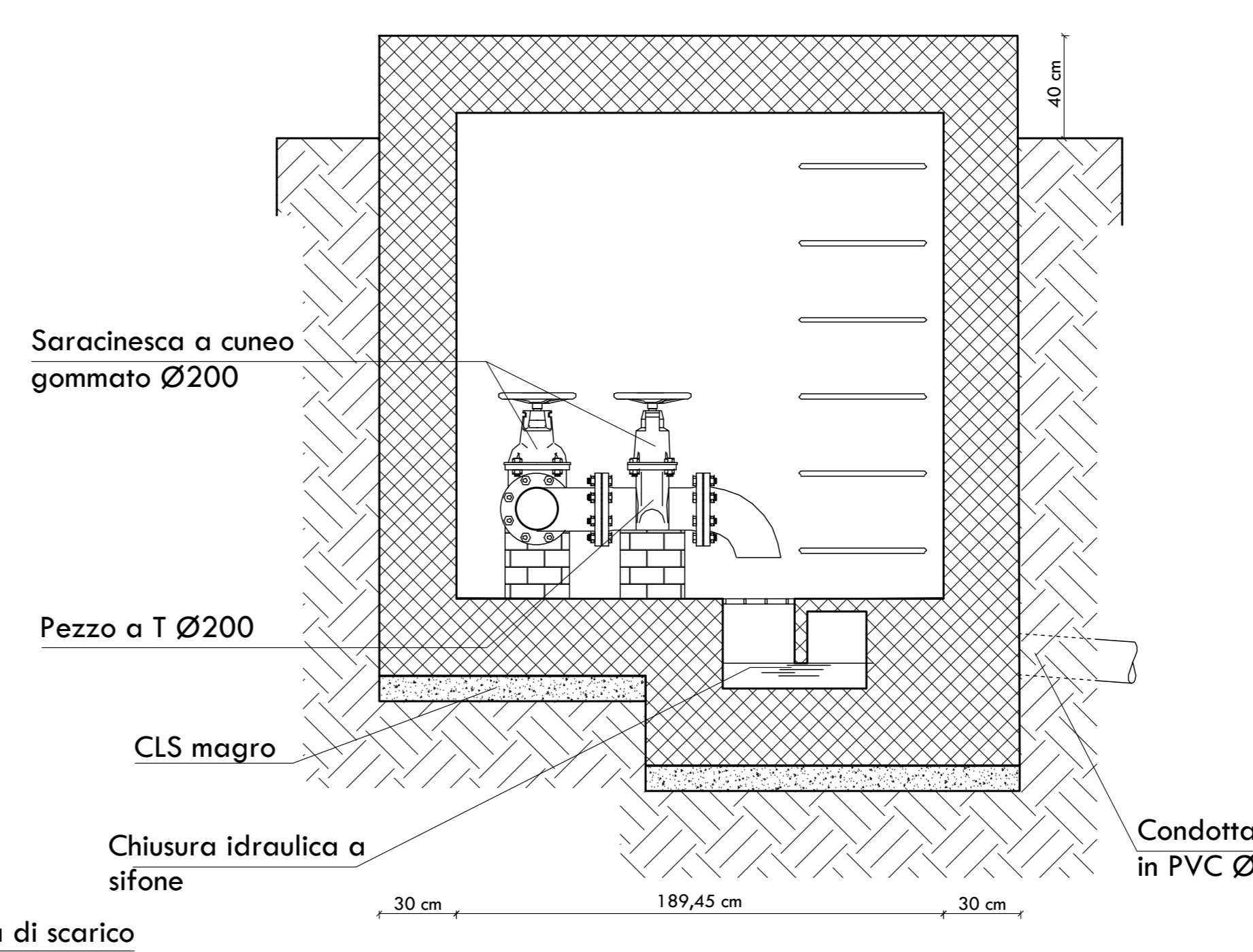


Pozzetto di Scarico

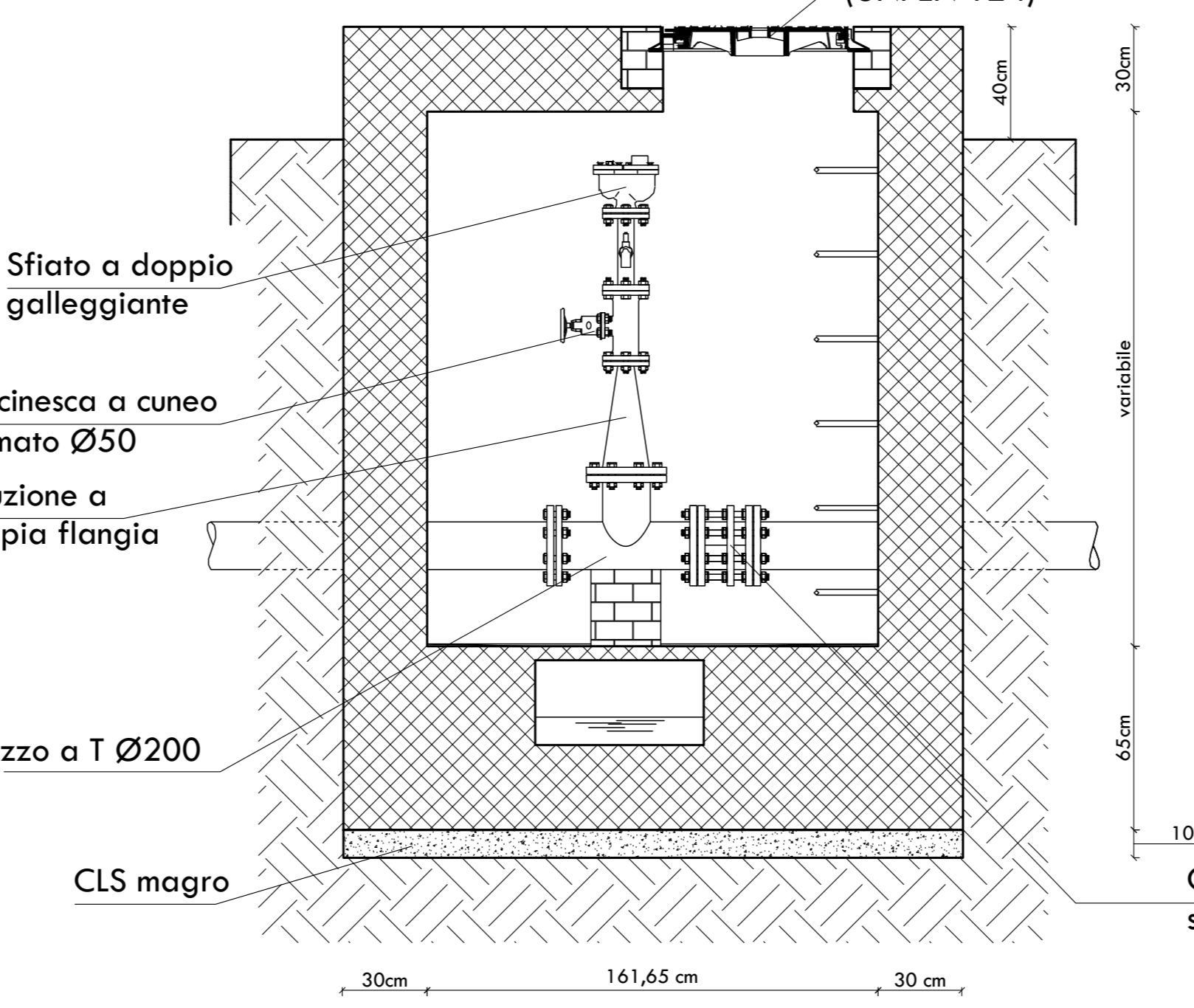
Planimetria
Scala 1:20



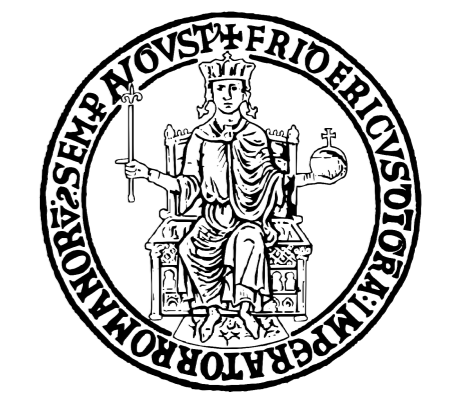
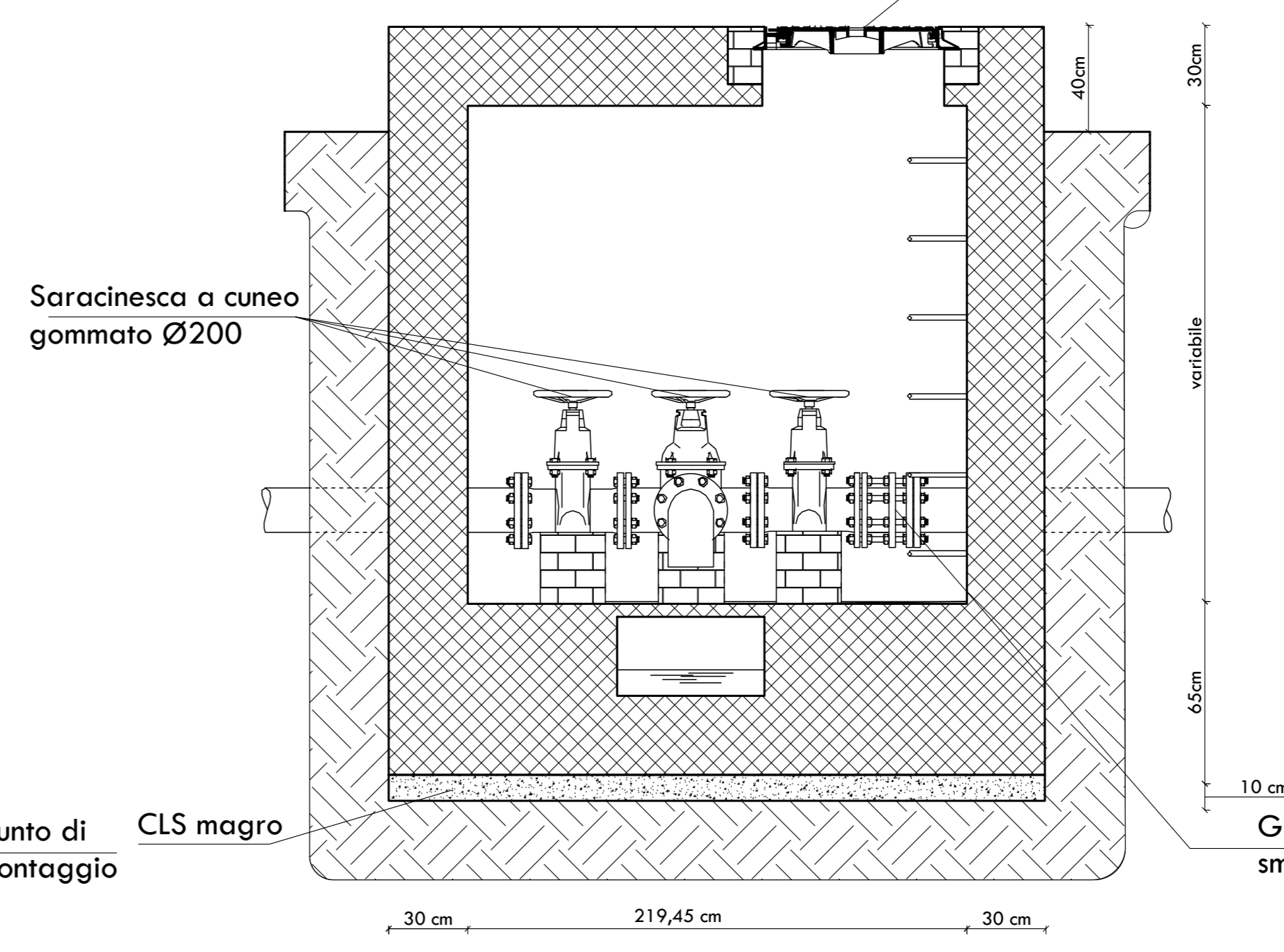
Sezione A-A'
Scala 1:20



Sezione B-B'
Scala 1:20



Sezione B-B'
Scala 1:20



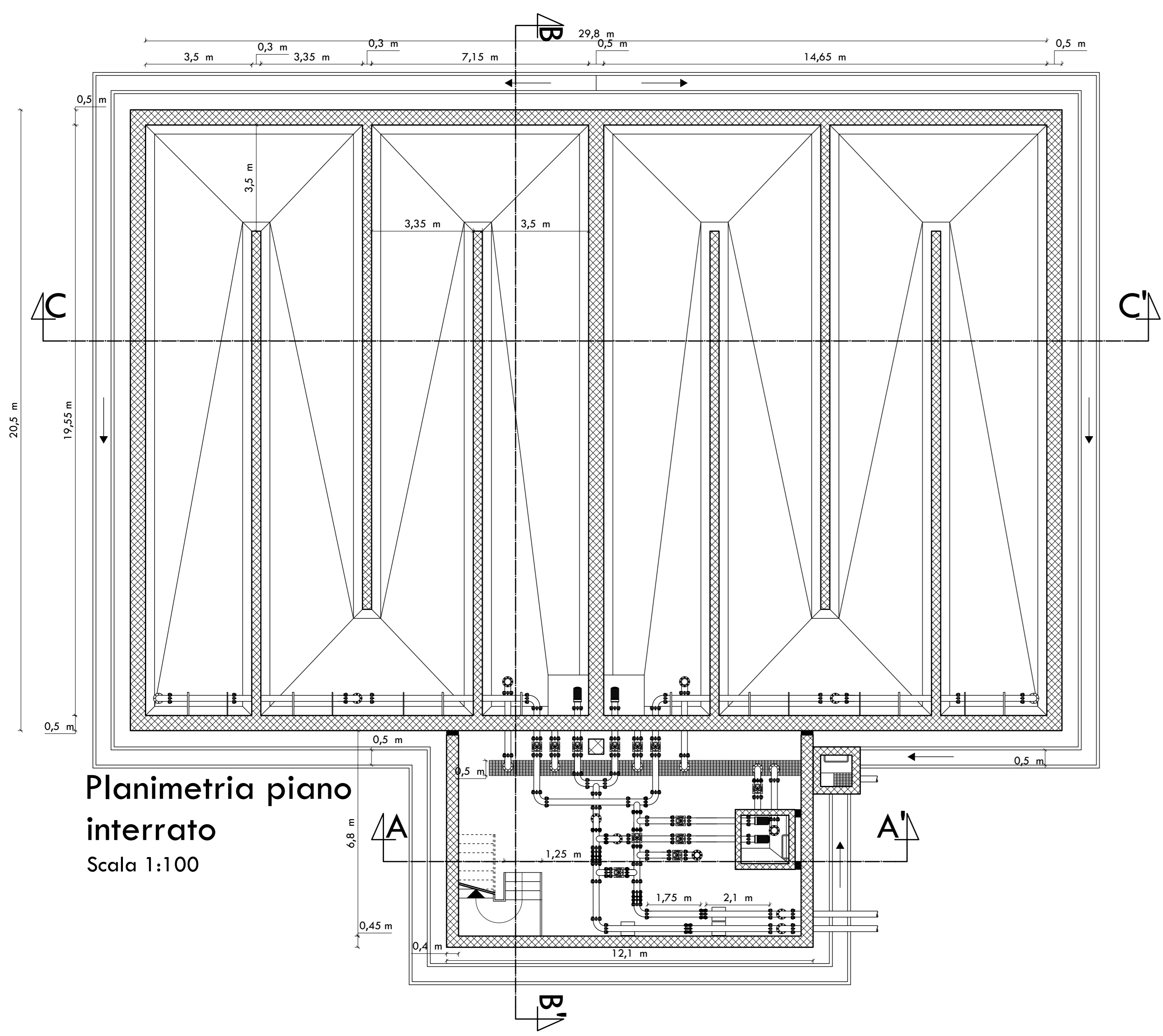
Università degli Studi di Napoli "Federico II"
Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA)
Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile - Architettura

Costruzioni Idrauliche
Anno Accademico 2022 - 2023
Elaborato 1
Progetto di un'opera di adduzione idrica

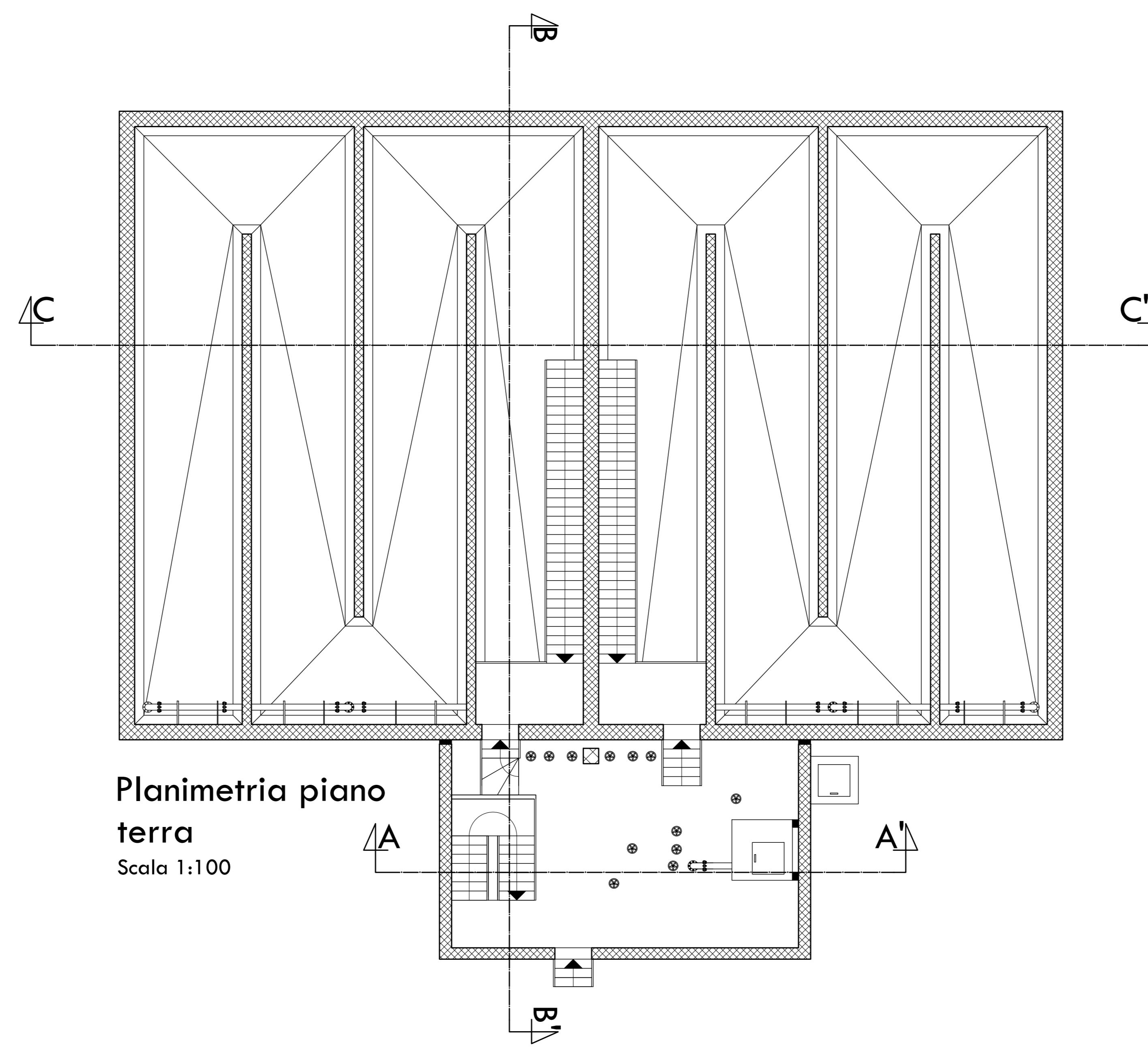
Tavola 1
Profilo Altimetrico
Scala 1:1000 - 1:10000
Opere d'Arte
Scala 1:20

Docente: Prof. Ing. Francesco Pugliese
Tutor: Ing. Giuseppe Ascione

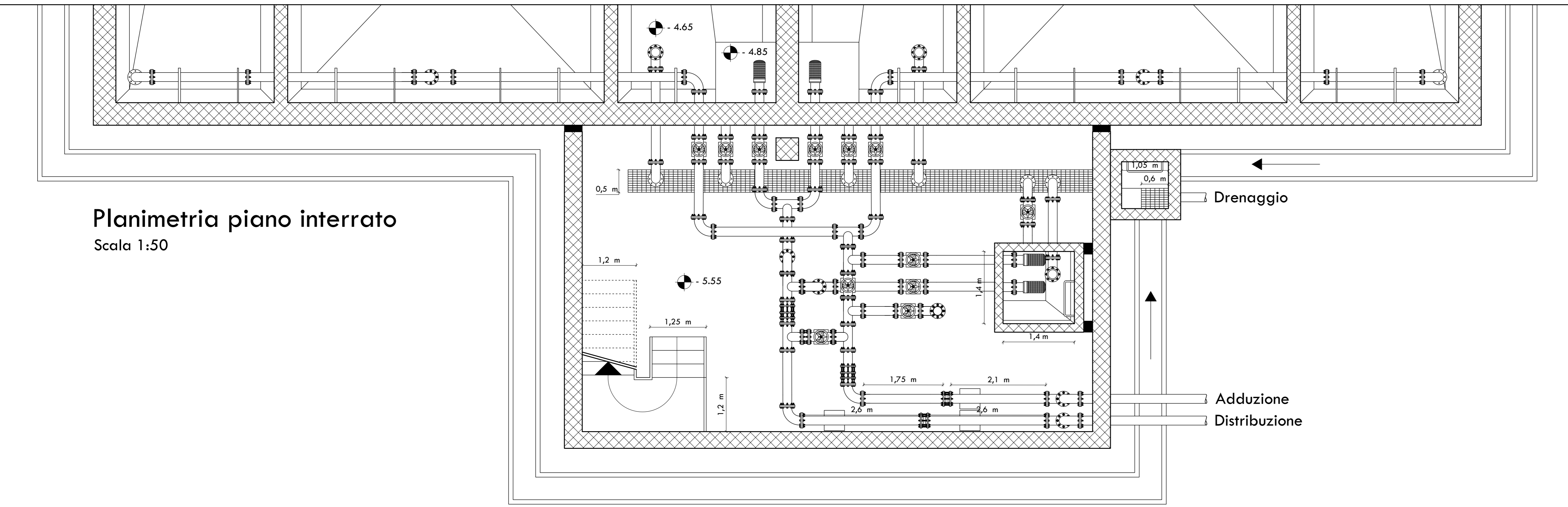
Studenti:
Pasquale Maria Esposito
Riccardo Maria Palidoro
Anna Laura Rosa
NS2/738
NS2/712
NS2/746



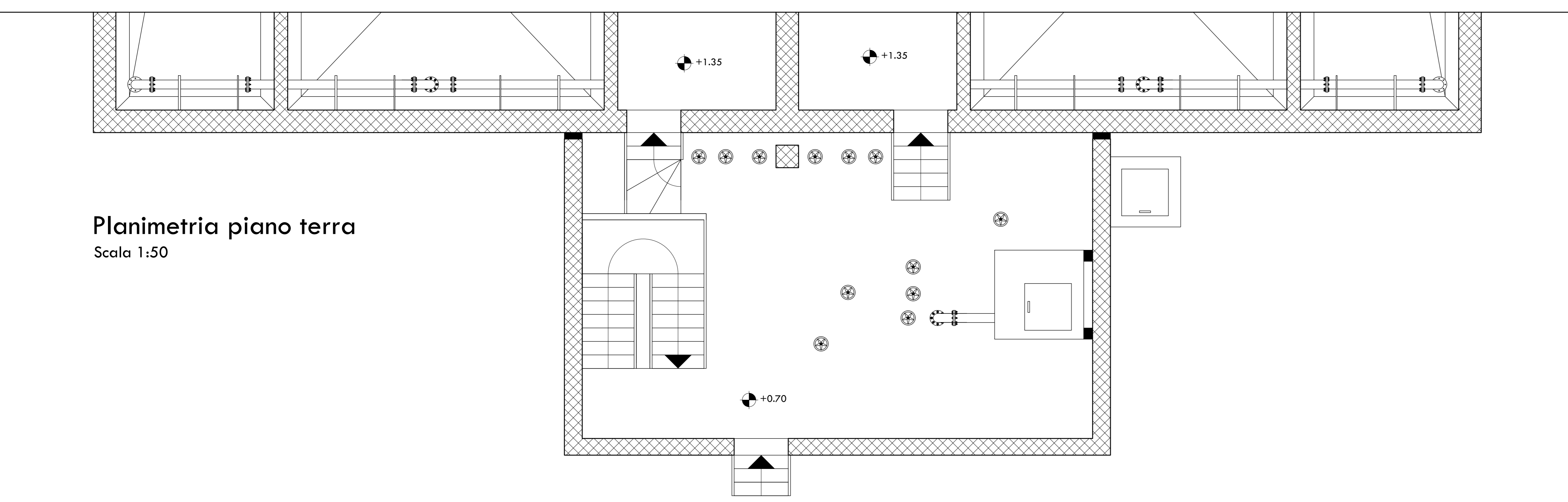
Planimetria piano interrato
Scala 1:100



Planimetria piano terra
Scala 1:100

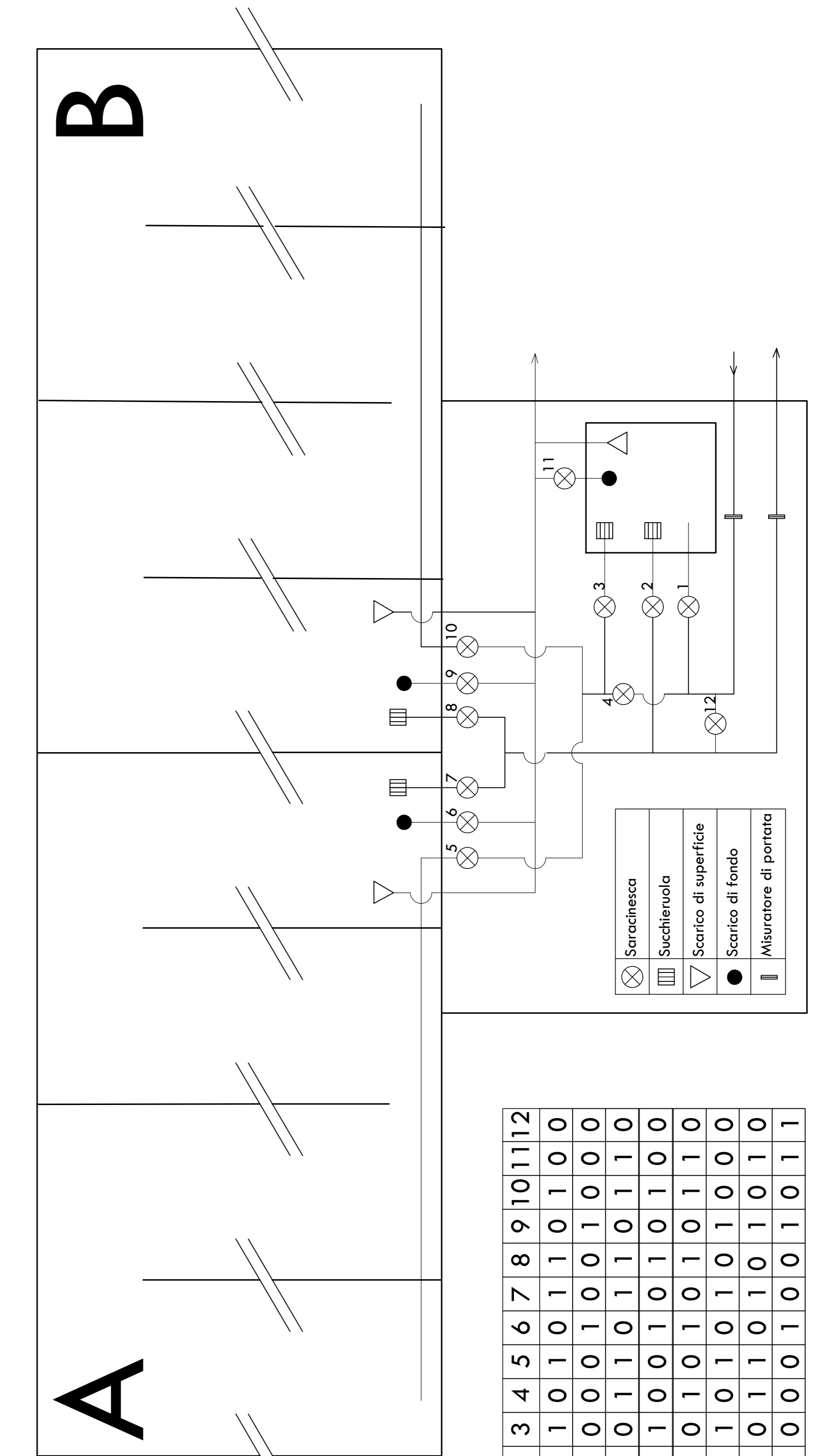


Planimetria piano interrato
Scala 1:50



Planimetria piano terra
Scala 1:50

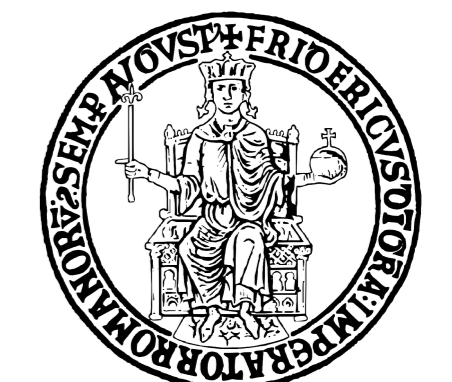
Schema di funzionamento



1=Aperto / 0=Chiuso	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Regolare esercizio	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
Mantenimento vasche	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0
Mantenimento p. sbruttaggio	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
Mantenimento vasca A	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
Manovr. A + p. sbruttaggio	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
Mantenimento vasca B	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
Manovr. B + p. sbruttaggio	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
Conservazione filtrato per adduzione e distribuzione	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0

Legenda

- Giunto di smontaggio
- Saracinesca
- Scarico di superficie
- Filtro
- Misuratore di portata
- Curva a 90° orizz.
- Curva a 90° vert.
- Pezzo a T



Università degli Studi di Napoli "Federico II"
Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA)
Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile - Architettura

Costruzioni Idrauliche
Anno Accademico 2022 - 2023

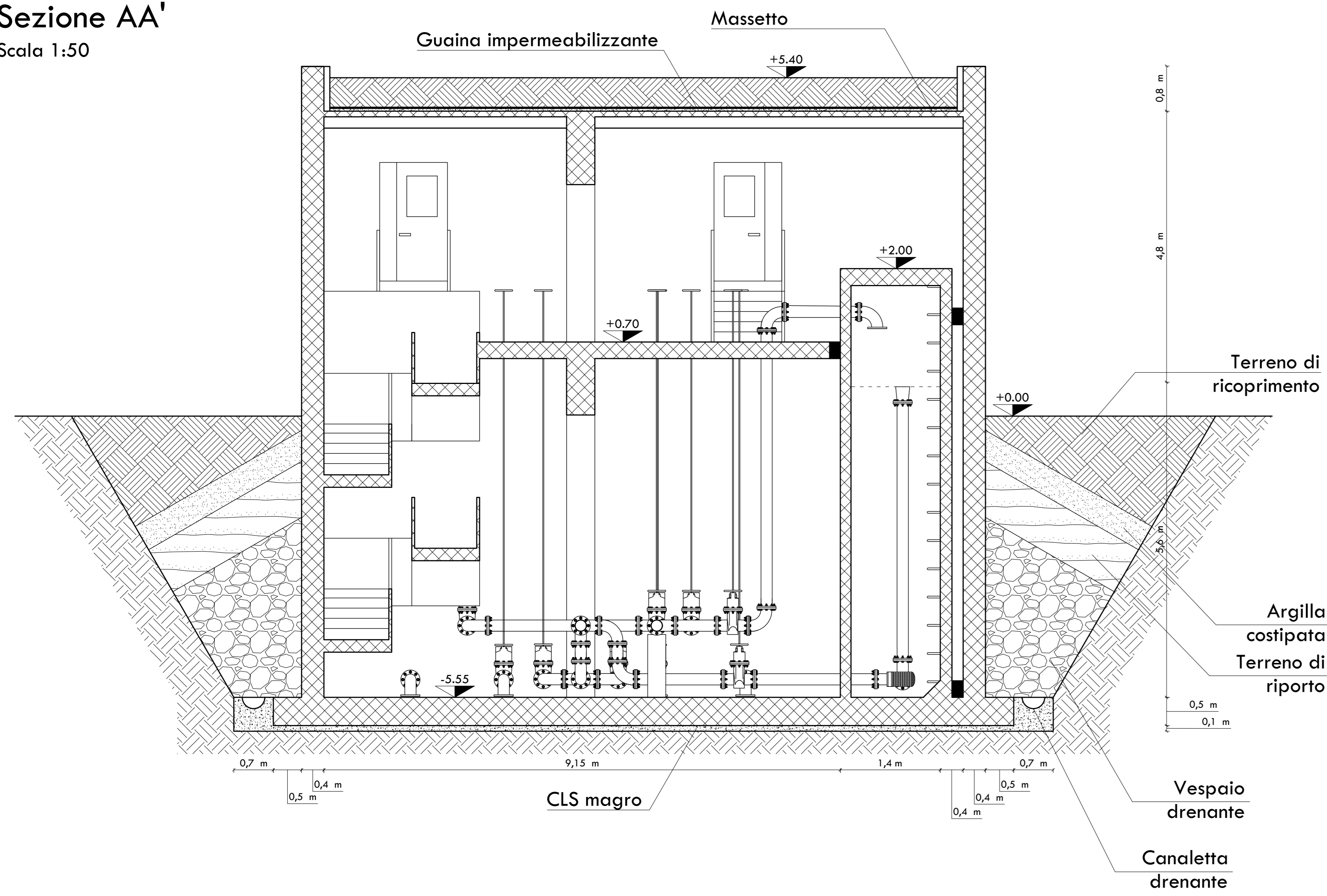
Elaborato 1
Progetto di un'opera di adduzione idrica

Tavola Planimetrie Camera di Manovra
Scale 1:100 ; 1:50
2 Schema di funzionamento
Camera di Manovra

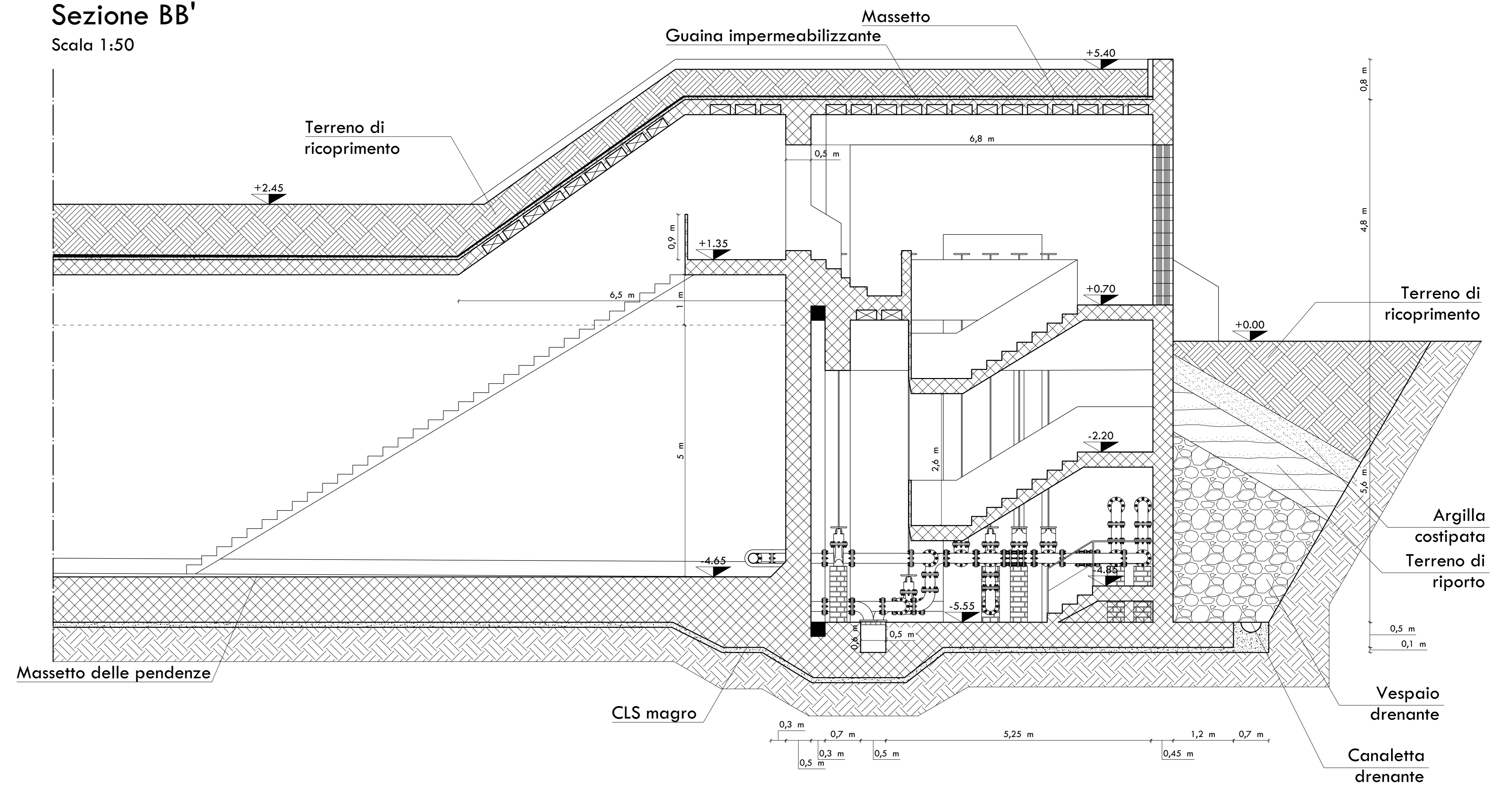
Docente: _____ Tutor: _____
Prof. Ing. Francesco Pugliese Ing. Giuseppe Ascione

Studenti:
Pasquale Maria Esposito NS2/738
Riccardo Maria Palidoro NS2/712
Anna Laura Rosa NS2/746

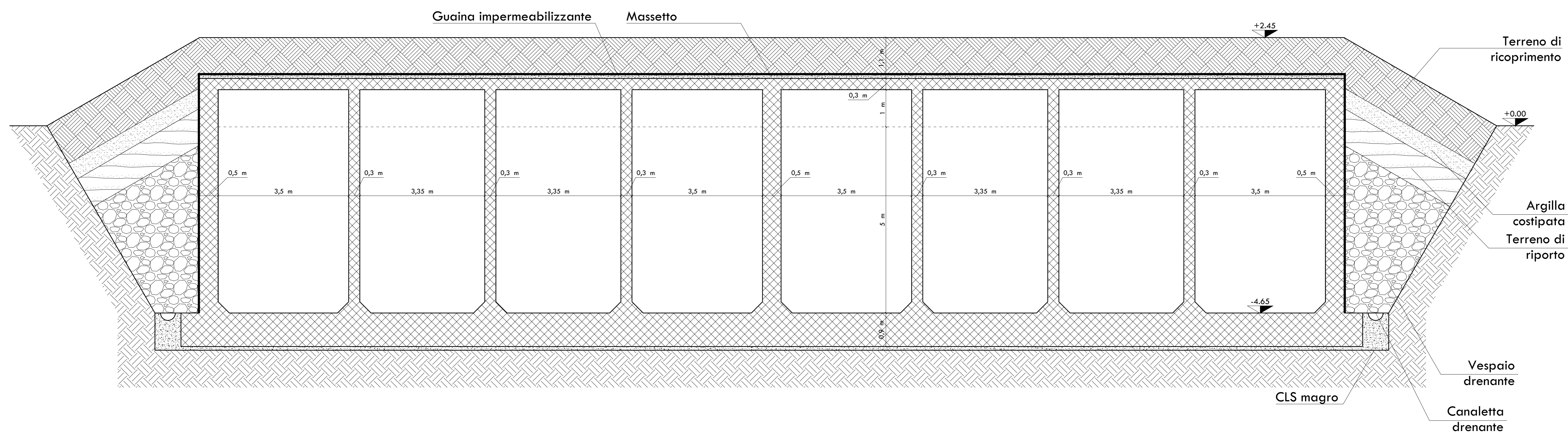
Sezione AA'
Scala 1:50



Sezione BB'
Scala 1:50



Sezione CC'
Scala 1:50



Università degli Studi di Napoli "Federico II"
Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA)
Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile - Architettura

Costruzioni Idrauliche
Anno Accademico 2022 - 2023

Elaborato 1
Progetto di un'opera di adduzione idrica

Tavola
3 Sezioni Camera di Manovra
Scala 1:50

Docente: _____ Tutor: _____
Prof. Ing. Francesco Pugliese Ing. Giuseppe Ascione

Studenti:
Pasquale Maria Esposito NS2/738
Riccardo Maria Palidoro NS2/712
Anna Laura Rosa NS2/746