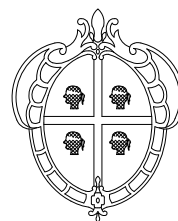




REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessorato dei Lavori Pubblici



Ente acque della Sardegna

Servizio Progetti e Costruzioni

COMPLETAMENTO FUNZIONALE DELLE OPERE DI DERIVAZIONE DELLE RISORSE
DEL BASSO FLUMENDOSA AL SERBATOIO DEL MULARGIA

INTERVENTI COMPENSATIVI PER IL COMUNE DI ARMUNGIA

COMPLETAMENTO DELLA VIA SAN SEBASTIANO

PROGETTO ESECUTIVO

DOCUMENTI

Relazione specialistica e di calcolo rete idrica

allegato:

B3

scala:

-

B3_relazione rete idrica_rev02.doc

Redatto dallo **Studio Progetti Integrati**

Progettista

ing. Sandro Catta

Collaboratori

ing. Valentina Amorino

ing. Michela Carta

ing. Carla Marcis

ing. Irene Pili

Il Direttore Generale
ing. Giorgio Sanna

Il Direttore f.f. del Servizio
ing. Bruno Loffredo

Marzo 2011

Le tubazioni scelte sono in ghisa sferoidale per acqua potabile con giunto a bicchiere di tipo elastico rapido, sia a fronte di indicazioni Abbanoa sia in virtù di considerazioni tecniche sul comportamento in esercizio per l'utilizzo previsto, che individuano tale materiale quale maggiormente appropriato nella situazione in oggetto.

Una simile scelta trae origine dalla considerazione che oggi questo tipo di tubazione è caratterizzato dall'ottimo rapporto qualità/prezzo e da una facilità di trasporto e di posa in opera rispetto alle tubazioni di altri materiali. Presenta inoltre maggiore resistenza rispetto a quelle in polietilene, minimizzando i costi ed i tempi di manutenzione ed eventuali disagi causati dall'interruzione dell'esercizio.

Inoltre le tubazioni in ghisa sferoidale presentano, nelle reti di distribuzioni urbana, un comportamento pressoché identico a quello che hanno nelle reti esterne e perciò offrono le maggiori garanzie di resistenza e conservazione nel tempo.

Le tubazioni in progetto verranno installate con posa interrata, con l'accorgimento di restare a quota sufficientemente superiore a quella della generatrice superiore delle tubazioni delle reti fognarie, ove presenti, onde evitare infiltrazioni non accettabili nel caso di contemporanea rottura delle seconde e funzionamento in depressione della prima. Inoltre. È stata adottata una opportuna distanza di sicurezza tra le due reti. La sezione di scavo della posa delle tubazioni è stata perciò differenziata rispetto a quella della fognatura.

Si prescrive, inoltre, la realizzazione degli allacci alle utenze con schema tipo Abbanoa; la realizzazione sarà comunque a carico degli utenti ove non siano già presenti mentre verranno rifatti due allacci esistenti.

SCELTA DELLE SOLUZIONI TECNICHE DI PROGETTO

Già in fase progettuale si fissano i seguenti criteri concernenti la sicurezza e l'affidabilità di comportamento delle tubazioni:

Interazioni fluido trasportato/tubi. Le tubazioni scelte devono rispondere alle esigenze di conservazione delle proprietà organolettiche delle acque trasportate, in dipendenza dei fattori intrinseci alle tubazioni, ovvero di fattori estranei a queste.

Interazioni tubazione/terreni di posa. Si deve adottare una tubazione in grado di integrarsi efficacemente nei riguardi delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni interessati, nei riguardi della difesa dall'aggressività dei terreni attraversati, anche per quanto attiene a eventuali correnti vaganti o acque di falda interferite nonché di acque superficiali.

Studio idraulico. Le situazioni che devono essere tenute in considerazione sono, a partire dallo studio di tutti i possibili funzionamenti idraulici, la scabrezza delle pareti delle tubazioni, la sua conservazione nel tempo in presenza di fluidi trasportati, le modalità di montaggio e di manutenzione dei tubi e dei giunti. È opportuno in tal senso maggiorare le perdite di carico, secondo documentati valori sperimentali di lungo esercizio, al fine di avere un coefficiente di sicurezza superiore e prevedere situazioni future, lontane dalla condizione di tubi nuovi, inoltre per considerare perdite localizzate in maniera forfetaria.

QUALITÀ DELLE ACQUE

Per quanto attiene alla qualità delle acque si precisa che sono due i principali tipi da considerare: le acque corrosive, che possono attaccare il metallo non rivestito; le acque aggressive nei confronti dei materiali a base di cemento. La direttiva CEE 80/778 del luglio 1980 definisce le caratteristiche di un'acqua potabile destinata al consumo umano. Essa fissa due serie di criteri:

- valori di soglia, che non devono essere superati perché un'acqua sia potabile: sono chiamati CMA (concentrazioni massime ammissibili);
- livelli guida, che rappresentano valori auspicabili.

Questi criteri sono classificati in cinque categorie:

- caratteristiche organolettiche;
- caratteristiche fisico chimiche;
- componenti indesiderabili;
- sostanze tossiche;
- caratteristiche microbiologiche.

Compito del Comune e dell'ente gestore è verificare che tali valori siano rispettati e, precisamente, siano verificati i seguenti livelli guida:

- 100 mg/l per il calcio, che corrispondono a un'acqua mediamente mineralizzata;
- 400 μ S/cm per la conducibilità (corrosività), cioè 2500 Ω xcm.

MODALITÀ DI INSTALLAZIONE

Per quanto attiene alla fase di costruzione delle condotte si deve tenere conto delle seguenti indicazioni di buona esecuzione e sicurezza.

Accettazione dei tubi. Dovranno essere effettuati controlli in stabilimento ed in cantiere sulla corrispondenza della fornitura alle normative vigenti, alle prescrizioni di progetto e del capitolato speciale. Tutti i tubi, i giunti ed i pezzi speciali dovranno giungere in cantiere dotati di marcature indicanti la ditta costruttrice, il diametro nominale, la pressione nominale.

Carico, trasporto e scarico dei tubi. Tutte le manovre in genere dovranno essere eseguite con la maggiore cura possibile, adoperando mezzi idonei ed adottando tutti gli accorgimenti necessari al fine di evitare rotture, crinature, lesioni o danneggiamenti in genere ai materiali costituenti le tubazioni stesse ed al loro rivestimento.

Accatastamento dei tubi. L'accatastamento dei tubi dovrà essere effettuato disponendo i tubi su un'area piana e stabile, protetta al fine di evitare pericoli di incendio, riparata possibilmente dai raggi solari. La base delle cataste dovrà poggiare su tavole opportunamente distanziate o su predisposto letto d'appoggio. l'altezza sarà debitamente contenuta. I tubi dovranno essere bloccati con cunei onde evitare improvvisi rotolamenti.

Deposito dei giunti, delle guarnizioni e degli accessori. Questi dovranno essere depositati, fino al momento del loro impiego, in spazi chiusi, entro contenitori protetti.

Sfilamento dei tubi. I tubi dovranno essere sfilati lungo il tracciato evitando qualsiasi manovra di strisciamento. Nel depositare i tubi sul ciglio dello scavo è necessario curare che gli stessi siano in equilibrio stabile per tutto il periodo di permanenza costruttiva.

Posa in opera. Prima della posa in opera i tubi, i giunti ed i pezzi speciali dovranno essere accuratamente controllati. Nell'operazione di posa dovrà evitarsi che all'interno delle condotte penetrino detriti o corpi estranei di qualunque natura e che venga comunque danneggiata la loro superficie interna. La posa in opera dei tubi sarà effettuata sul fondo del cavo spianato e livellato, eliminando ogni asperità che possa danneggiare tubi o rivestimenti; successivamente sarà realizzato un sottofondo di posa in sabbia. In corrispondenza delle brusche variazioni del tracciato andranno posti blocchi d'ancoraggio, per reagire alle forze della spinta dinamica del fluido ed impedire lo sfilamento degli stessi. Le condotte saranno costruite per tronchi di lunghezza omogenea.

Prova d'isolamento. Sulle tubazioni andranno eseguite determinazioni della resistenza di isolamento delle tubazioni in opera per tronchi isolati.

Giunzione dei tubi. La giunzione dovrà garantire la continuità idraulica ed il comportamento statico previsto in progetto.

Rinterro parziale. Al termine delle operazioni di giunzione relative a ciascun tratto di condotta ed eseguiti gli ancoraggi, si procederà di norma al rinterro parziale dei tubi, sempre in sabbia come descritto oltre, lasciando scoperti i giunti.

I Prova idraulica. Fatti i giunti ed il rinfilanco, il tronco di condotta eseguito dovrà essere sottoposto a prova idraulica, con adeguata pressione. Si valuterà in questo modo la tenuta dei

giunti, all'uopo scoperti. Prima della prova dovrà verificarsi la stagionatura dei blocchi di ancoraggio. Le tubazioni di ghisa saranno nei singoli tratti sottoposte alle pressioni di 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 e 50 atmosfere, secondo la pressione base di prova sia rispettivamente di 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 e 40 atmosfere.

Rinterro. A seguito della prova idraulica si procederà al ricoprimento in sabbia ed al rinterro con terre di scavo vagliate seguendo le indicazioni già date. A rinterro ultimato, si avrà cura di effettuare gli opportuni ricarichi laddove si potessero manifestare assestamenti. Il materiale del rinterro dovrà essere disposto nella trincea in modo uniforme, in strati di spessore opportuno, accuratamente costipato sotto e lateralmente al tubo, per ottenere un buon appoggio esente da vuoti e per impedire i cedimenti e gli spostamenti laterali. Il tutto dovrà essere realizzato con particolare attenzione, in ottemperanza alla UNI EN 1295. Si avranno nel nostro caso: sottofondo in sabbione di cava per 10 cm, sul quale avverrà la posa della tubazione; rinalzo e riempimento fino a 10 cm al di sopra della generatrice superiore del tubo mediante medesimo sabbione di cava; rinterro, ad altezza variabile, con materiale proveniente dagli scavi, opportunamente vagliato per utilizzarne non più del 60% del totale di scavo; pavimentazione stradale in conglomerato bituminoso (3 cm di strato di usura) su opportuno strato di base (20 cm) in conglomerato cementizio Rck 15 su sovrastrutture esistenti, su misto non legato da 20 cm e binder da 7 cm su sovrastrutture di nuova formazione.

Il Prova idraulica. Finito il rinterro, il tronco di condotta eseguito dovrà essere sottoposto ad una seconda prova idraulica, con adeguata pressione. Le tubazioni di ghisa saranno nei singoli tratti sottoposte alle pressioni di 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40 e 45 atmosfere, secondo la pressione base di prova sia rispettivamente di 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 e 40 atmosfere.

Collaudo. Terminati i lavori si procede alla verifica delle condotte, cimentando le stesse con una pressione pari a quella di esercizio maggiorata della sua metà, qualora questa sia almeno superiore a 20 N/cm².

Disinfezione. Per ogni tratto di condotta posata e comunque per lunghezza non superiore a 500 m, devono essere posti, nell'interno della condotta, Kg 20 di grassello di calce. Durante le prove della tubazione la calce si scioglierà nell'acqua disinfettando all'interno la condotta. L'acqua di calce sarà scaricata durante i lavaggi. Potranno essere prescritti, in sostituzione di quello sopra indicato, altri sistemi di disinfezione con cloruro di calce e permanganato di potassio. L'immissione del grassello e l'adozione di altri sistemi di disinfezione dovranno essere ripetuti tutte le volte che debbono rinnovarsi tutte le prove alle condutture.

Il progetto concerne la realizzazione della rete idrica riguardante un'area di espansione residenziale a ridosso della via San Sebastiano nel Comune di Armungia.

Nel N.P.R.G.A. è previsto per l'abitato di Armungia:

- una dotazione unitaria del giorno di massimo consumo all'anno 2031 pari a 350 l/abxg, poiché la popolazione prevista risulta inferiore a 5.000 abitanti;
- un coefficiente di punta orario pari a 2,0, previsto dal piano per centri di prima fascia, ovvero con una popolazione inferiore a 5.000 abitanti.

La portata di dimensionamento è da assumersi uguale alla massima portata media oraria al 2031.

DIMENSIONAMENTO DELLE TUBAZIONI

Il dimensionamento delle tubazioni è stato effettuato tenendo conto della dotazione idropotabile previsto dal NPRGA, a seguito dell'applicazione dei coefficienti di punta. Calcolata la portata, si è ipotizzato un diametro commerciale, avendo tenuto in debito conto la caratteristica delle utenze, le quali possono presentare utilizzi di tipo differenziato, e la possibile espansione del centro urbano in esame. A seguire è stata fatta la verifica sulle perdite di carico e sulla velocità.

Tale verifica è stata fatta, seguendo lo schema di calcolo che utilizza la ben nota formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon}{3.71 D} \right)$$

dove:

- λ : coeff. adimensionale di attrito;
- Re: numero di Reynolds;
- ε : scabrezza assoluta.

La cadente viene calcolata con la seguente espressione:

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{U^2}{2g}$$

avendo indicato con U la velocità media.

Ove possibile i nuovi tratti di rete idrica verranno tracciati in modo tale da formare una maglia con altri tratti esistenti; dove ciò non fosse possibile la diramazione terminerà con scarico o sfiato, a seconda dell'andamento planimetrico della linea, e flangia cieca. Questa soluzione è stata scelta per uniformare il comportamento idraulico dei nuovi tratti della rete idrica a quelli circostanti. La conformazione a maglia presenta inoltre il vantaggio di avere una distribuzione più uniforme dei carichi nei vari punti della rete in caso di prelievi concentrati di grandi portate per il servizio antincendio.

Tale configurazione sarà ottenibile a maggior ragione quando l'intero comparto sarà concluso, alla realizzazione dei successivi stralci urbanistici.

I calcoli idraulici di verifica della rete risultano evidenziati nei dettagli nelle tabelle di seguito riportate. In particolare i calcoli di verifica sono stati condotti mediante l'utilizzo di un collaudato programma per l'elaborazione dei dati, impostato sugli algoritmi sopra richiamati.

Per effettuare il calcolo di verifica della condotta passante si è considerata la rete come se fosse una rete aperta a diramazione dove è noto il carico piezometrico nel nodo da dove essa si dirama.

Si è proceduto al calcolo degli abitanti equivalenti per ogni tronco.

Si è calcolata quindi la portata distribuita per ogni tronco e sommando tali portate si è pervenuti alla portata di ingresso della diramazione.

Si è proceduto poi alla verifica delle velocità tramite le classiche formule dell'Idraulica. La valutazione delle perdite di carico viene effettuata mediante la formula di "Bazin-Fantoli", adottando il coefficiente gamma, trattandosi di tubazioni in ghisa, pari a 0,16.

Si è cercato di ottenere, ove possibile, velocità non inferiori a 0,5 m/s, ad eccezione dei rami in cui si ha la formazione di punti neutri a portata nulla o diramazioni a scarsa portata per i quali non si può comunque adottare diametri troppo modesti, per i quali si sono accettati valori di velocità inferiori a tale limite.

Le velocità risultano comunque tutte sufficienti, date anche le proprietà dell'acqua in esame, non aggressiva e capace di trattenere a lungo cloro residuo, a consentire comunque di ottenere alle utenze acqua con quantitativo di cloro ben superiore a 0.1 mg/litro.

Di seguito vengono riportate, articolate sei singoli tratti, i risultati delle verifiche; occorre specificare infine i seguenti parametri utilizzati per il calcolo:

- scabrezza omogenea: 0.1 mm;
- viscosità cinematica: 1.31 e-6 m²/s.

Nel caso in esame tuttavia si tratta di un singolo ramo richiuso a maglia tra due rami esistenti nella via San Sebastiano. Non potranno al momento essere rispettate le norme di buona tecnica sopra citate, per via degli scarsi apporti afferenti il nuovo tratto (l'edificazione è tuttora rada). Tuttavia è prevedibile una espansione del centro abitato, pur lenta, verso le zone in esame, per cui si prevede un incremento dei prelievi e, dunque, delle portate.

TRATTO TERMINALE		
A)	Abitanti insediabili	20 ab
B)	Dotazione idrica (=cxAx350 l/abxg)	14.000 l
C)	Portata di calcolo (Qp)	0,16 l/s
D)	Lunghezza condotta	145,00 m
E)	Diametro di calcolo imposto (mm)	φ 80
F)	Velocità	0,19 m/s
G)	Perdite di carico	3.379E-05 m/m

Il calcolo è stato effettuato considerando la metà del nuovo ramo, come se la direzione nelle due metà fosse esattamente contrapposta, creando in mezzeria un punto critico.

Si hanno i seguenti elementi singolari lungolinea:

- 1 pozzetto di sfiato;
- 2 saracinesche sottosuolo (nell'innesto su linee esistenti)
- 14 blocchi di ancoraggio.

DIMENSIONAMENTO BLOCCHI DI ANCORAGGIO

Verranno disposti blocchi di ancoraggio "lungolinea", in modo da contrastare le spinte che si producono nei punti caratteristici dei tratti in pressione, come curve, diramazioni, cambiamenti di pendenza ecc.. I parametri che maggiormente incidono nel dimensionamento dei blocchi derivano da due fondamentali caratteristiche:

- Caratteristiche progettuali dell'opera:
 - o altezza piezometrica;
 - o tipo di punto caratteristico del tracciato;
 - o diametro delle condotte.
- Caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni attraversati dal tracciato, derivate da studi geologici in situ, saranno espresse dai seguenti parametri:
 - o angolo di attrito interno delle terre (φ);
 - o peso specifico del terreno (γ);
 - o carico di sicurezza del terreno (σ_t).

La forma adottata per i blocchi di ancoraggio, poiché la più economica ed efficace nel trasmettere al terreno le spinte, è quella a pianta trapezia ed altezza costante.

Le tratte in progetto, non presentano sezioni con spinta risultante avente componenti dirette verticalmente rispetto al piano di posa, come si potrebbe verificare in caso di sensibili cambiamenti di pendenza. Non saranno quindi previsti blocchi di tipo altimetrico. Blocchi di tipo planimetrico saranno invece previsti in tutte le altre situazioni in cui la variazione planimetrica li renda necessari, a seguito delle valutazioni di seguito riportate.

DETERMINAZIONE DELLA SPINTA RISULTANTE

Il calcolo dei blocchi di ancoraggio prevede inizialmente la determinazione della spinta risultante.

Detto α l'angolo di deviazione della condotta, corrispondente all'angolo al centro della curva che si adotterà, la spinta risultante sulla curva vale:

$$R = 2\Pi \sin(\alpha / 2)$$

dove Π è la spinta idrostatica sulla sezione piana della condotta, valutata per il diametro esterno della medesima, data da:

$$\Pi = p \frac{\pi}{4} DE^2$$

dove p è la pressione nella sezione assunta pari a 1,5 volte quella di esercizio.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

I blocchi verranno dimensionati sfruttando la risposta passiva di contrasto del terreno, per contenere le spinte dovute a variazioni (curve) del tracciato planoaltimetriche. A favore della

sicurezza non verrà considerato il carico stabilizzante della terra che ricopre la condotta. La verifica è stata così condotta adottando le dimensioni del blocco che consentissero di avere una reazione globale U sufficiente a contenere la spinta della condotta.

La reazione totale nasce dalla somma della reazione dovuta all'attrito tra terreno e blocco stesso e della spinta passiva della superficie verticale del terreno.

In particolare:

$$U = Sp + G \omega$$

dove:

- Sp è la spinta passiva del terreno prodotta dalla superficie verticale di larghezza L (base maggiore del blocco) e di altezza h (altezza del blocco), valutata secondo la teoria di Rankine, considerando nulla la coesione;
- G è il peso del blocco;
- ω è il coefficiente di attrito tra terreno e calcestruzzo, qui posto pari a 0,3.

La verifica è considerata positiva, quando $U \leq R$.

VERIFICA DELLA SOLLECITAZIONE SUL TERRENO

Nelle curve planimetriche la risultante di spinta è diretta in senso orizzontale rispetto al piano di posa della tubazione, e il blocco in cls avrà lo scopo di distribuire in modo uniforme detta spinta sul terreno. Il blocco verrà posizionato in modo che la risultante delle forze non dia luogo ad eccentricità, e la verifica sarà quindi eseguita a compressione semplice. La verifica sul blocco consiste nel controllare che lo sforzo massimo dovuto alle azioni risultanti sia inferiore alla tensione ammissibile sul terreno.

Quindi:

$$\sigma_{t,max} = \frac{R}{L h} \leq \sigma_{t,amm}$$

Come valore della sollecitazione ammissibile del terreno si è considerato 2 kg/cm².

VERIFICA DEL CALCESTRUZZO

La sezione da verificare è quella di contatto blocco - condotta definito dalla dimensione L e dal diametro esterno DE della condotta perché l'altra sezione, quella di contatto blocco - terreno, essendo calcolata in funzione della spinta passiva, è sempre verificata rispetto al carico di resistenza del calcestruzzo.

La formula da applicare per verificare la sollecitazione unitaria σ del cls risulta:

$$\sigma_{cls,max} = \frac{R}{DE L} \leq \sigma_{cls,amm}$$

con:

- R = risultante della spinta delle pressioni;
- $\sigma_{cls,amm}$ = carico di sicurezza del cls (nel nostro caso R_{ck} 15);

- DE = diametro esterno della condotta;
- L = base minore del blocco.

Il carico di sicurezza del calcestruzzo si fissa in 20 kg/cm² ritenendo valida l'ipotesi di Landel di distribuzione delle sollecitazioni in calcestruzzo non armato secondo un angolo di 90°. Questa considerazione, verificata sperimentalmente, tiene anche conto che la prova di pressione della condotta spesso viene effettuata prima che il calcestruzzo abbia raggiunto i 28 giorni di maturazione richiesti dalle norme come base per la valutazione della resistenza del materiale.

BLOCCHI DIMENSIONATI

Le caratteristiche comuni sono i dati del terreno:

- angolo di attrito interno: $\varphi = 30^\circ$;
- coefficiente di attrito cls-terreno: $\omega = 0,3$;
- peso specifico: $\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$;
- carico di sicurezza del terreno: $\sigma_t = 2,0 \text{ kg/cm}^2$.

A favore della sicurezza verranno trascurate le perdite di carico.

Consideriamo la seguente casistica, con tubo DN80:

- $\alpha = 45^\circ 00'$;
- $R = 260 \text{ kg}$ = modulo della spinta risultante.

Il blocco verrà orientato a $22^\circ 30'$, in modo che la spinta sia perfettamente centrata ed il blocco stesso soggetto unicamente a compressione.

Dimensioni del blocco:

- Profondità di posa della tubazione: $Z = 0,80 \text{ m}$;
- Profondità di posa del blocco: $H = 1,00 \text{ m}$;
- Base maggiore del blocco: $L = 0,30 \text{ m}$;
- Base minore del blocco: $L_1 = 0,10 \text{ m}$;
- Altezza del blocco: $h = 0,40 \text{ m}$;
- Profondità del blocco: $h_1 = 0,25 \text{ m}$;
- Volume del blocco: $V = 0,02 \text{ m}^3$
- Peso del blocco: $G = 44,02 \text{ kg}$;

Verifica a scorrimento del blocco:

- Spinta passiva del terreno: $S_p = 508 \text{ Kg}$;
- Reazione d'attrito: $G = 22,40 \text{ kg}$;
- Reazione totale $U = S_p + G \omega = 530,40 \text{ kg} > R$;
- Verifica a compressione del terreno:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{R}{Lh}$$

$$= 0,22 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{t,\text{amm}}$$

Verifica a schiacciamento del calcestruzzo:

$$\sigma_{cls,max} = \frac{R}{DE L}$$

$$= 0,89 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cls,amm}$$

Valori così ridotti delle sollecitazioni indotte sul terreno e sul calcestruzzo dipendono dalla necessità di aumentare l'altezza del blocco per garantire una adeguata centratura in altezza della tubazione rispetto al blocco.

I blocchi relativi a curve con minore inclinazione verranno comunque dimensionati come quello a 22°30'.

DIMENSIONAMENTO DEL POZZETTO D'ISPEZIONE

Lungo la rete idrica verrà disposto un pozzetto d'ispezione, realizzato in cls con dimensioni interne (in cm) pari a 140x160x200 e spessore delle pareti di cm 20. Le pareti dei pozzetti sono in cls armato fuori calcolo, stante l'esiguità dei carichi in gioco (le pareti saranno armate con doppia maglia Ø8 10x10 cm), mentre è prevista l'armatura risultante da calcolo per la soletta di copertura. Il calcolo statico viene eseguito ponendosi nelle condizioni più svantaggiose, cioè considerando un sovraccarico concentrato di 6t. Tale sovraccarico viene poi distribuito su due strisce di larghezza unitaria nelle direzioni longitudinali e trasversali del pozzetto.

CALCOLO STATICO E VERIFICA

Il calcolo statico verrà effettuato considerando una sezione di larghezza $b=100$ cm e spessore 20 cm, appoggiata ai lati e soggetta a carico concentrato. Si adotterà calcestruzzo con R_{ck} 30 e acciaio B450 C con copriferro di 2,5 cm, con un sovraccarico di 6 t. Vediamo innanzitutto l'analisi dei carichi per mq di soletta:

- peso proprio della soletta: $(0,2 \times 1 \times 25) = 5$ KN/mq;
- sovraccarico accidentale: 60 KN.

Il calcolo viene eseguito in base ai seguenti dati:

- lunghezza $l = 180$ cm;
- base $b = 100$ cm;
- altezza $h = 20$ cm;
- copriferro $c = 2,5$ cm.

Il momento relativo al peso proprio è il seguente:

$$M_p = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{5 \cdot 1,8 \cdot 1,8}{8} = 2,025 \text{ KNm}$$

Il momento relativo al sovraccarico è il seguente:

$$M_s = p \cdot \frac{l}{4} = \frac{60 \cdot 1,8}{4} = 27 \text{ KNm}$$

Il momento totale è dato dalla somma dei due momenti, considerando il sovraccarico ripartito sulle due strisce:

$$M_t = M_p + M_s/2 = 2,0 \text{ KNm} + 13,5 \text{ KNm} = 15,5 \text{ KNm}$$

In base a questo momento totale, ridotto si progetta la sezione con le formule della flessione semplice, ad armatura doppia simmetrica e sezione rettangolare con base $b = 100$ cm. Si adotterà un'area d'armatura $A_s = 5,65$ cmq, corrispondente a 5 Ø12 al metro, disposta inferiormente e superiormente alla sezione (doppia armatura), con un copriferro di 2,5 cm.

VERIFICA A FLESSIONE

A partire dai dati si ottiene:

$$x = \frac{m \cdot F_t}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b}{m \cdot F_t} \cdot \frac{h + h' \cdot \gamma}{1 + \gamma}} \right] = 3,75 \text{ cm}$$

- $x = 3,75 \text{ cm}$ (distanza asse neutro dal bordo compresso);

con:

- F_t = somma delle armature superiori ed inferiori;
- γ = rapporto tra armature superiori ed inferiori;
- m = rapporto tra i moduli di elasticità assunto pari a 10;
- b = larghezza della sezione;
- h = altezza della sezione al netto del copriferro inferiore;
- h' = altezza copri ferro superiore.

Inoltre:

$$J = \frac{b \cdot x^3}{3} + m \cdot \left[F_f \cdot (h - x)^2 + F'_f \cdot (x - h')^2 \right] = 12.528 \text{ cm}^4$$

- $J = 12.528 \text{ cm}^4$ (momento di inerzia della sezione reagente).

Si ha:

- per il calcestruzzo:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{J} \cdot x = 4,64 \frac{N}{\text{mm}^2} < \sigma_{adm} = 9,75 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- per l'acciaio:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{J} \cdot m \cdot (h - x) = 170,11 \frac{N}{\text{mm}^2} < \sigma_{adm} = 255 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio si ottiene il taglio dovuto al peso proprio dalla formula:

$$T_p = q \cdot \frac{l}{2} = 4,5 \text{ KN}$$

essendo l la lunghezza del pozzetto. Al quale va aggiunto il contributo del carico concentrato:

$$T_s = p \frac{1}{2} = 30,0 \text{ KN}$$

Considerando la somma T delle due componenti si ottiene:

$$\tau_{\max} = \frac{T}{0,9 \cdot b \cdot h} = 0,22 \frac{N}{\text{mm}^2} < \tau_{co} = 0,53 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

essendo $b = 100 \text{ cm}$ e h l'altezza utile della sezione.

VERIFICA FESSURAZIONE

Per tenere conto dell'aggressività dei terreni in cui verrà posizionato il manufatto, si è verificata la fessurazione, determinando l'ampiezza w delle fessure mediante la formula sperimentale:

$$w = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_s^2}{E_s \cdot \tau}$$

dove:

- d = diametro barre (mm);
- σ_s = tensione dell'acciaio (KN/mm²);
- E_s = modulo di elasticità (195 KN/mm²);
- τ = tensione di aderenza (norme FIP-CEB) = 0,418 x Rck^{2/3} = 3,6 N/mm².

L'ampiezza w deve essere prudenzialmente minore di 0,20 mm:

$$w = 12/4 \times (170)^2 / (195.000 \times 3,6) = 0,12 \text{ mm},$$

valore pertanto verificato.

RISULTATI DI CALCOLO

Possono riassumersi di seguito i risultati del calcolo:

ARMATURE PER POZZETTI CON DIMENSIONI INTERNE 160X140					
Posizione	F	Quantità	Lunghezza	Kg/ml	tot. Kg
1	12	8	3.96	0.888	28.13
2	12	4	0.76	0.888	2.70
3	12	2	0.66	0.888	1.17
4	12	2	2.34	0.888	4.16
5	12	1	2.24	0.888	1.99
6	12	7	4.36	0.888	27.10
7	12	2	2.74	0.888	4.87
8	12	1	2.64	0.888	2.34
				Kg	72.46