StAigeS Ingegneria S.r.l.
Corso Italia 22/6 - 17100 Savona (SV) - email: info@staiges.com
tel. 019.80.54.20 p.iva/c.f.: 01582920094

Provincia di Savona

Comune di Quiliano

UFFICIO LAVORI PUBBLICI

committente

Comune di Quiliano

UFFICIO LAVORI PUBBLICI

Loc. Massapè, 21

Responsabile di servizio

Geom. Genta Luigi



ADEGUAMENTO IDRAULICO DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO SANTO FINALIZZATO ALLA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

progettista

Ing. Roberto Desalvo

Corso Italia 22/6 17100 Savona

C

LIVELLO: **PROGETTO DI FATTIBILITA'**		
Aggiorn. 1	Aggiorn. 2	Aggiorn. 3
OGGETTO: RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE		
SCALA:	DATA: MARZO 2017	
FORMATO:	CODICE:	

PREMESSA

Il sottoscritto Ing. Desalvo Roberto, amministratore unico e direttore tecnico della Staiges Ingegneria S.r.l. avente sede in Savona, Corso Italia 22/6 ed iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Savona alla posizione n. 1228, redige la presente relazione di calcolo strutturale allegata al progetto di fattibilità volto all'adeguamento idraulico del tratto terminale del rio Santo finalizzato alla mitigazione del rischio idraulico.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971. *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- Legge nr. 64 del 02/02/1974. *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992. *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 9 Gennaio 1996. *Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 16 Gennaio 1996. *Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'*.
- D.M. 16 Gennaio 1996. *Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.*
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009 Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Al fine della redazione del presente documento ed in particolare per il dimensionamento delle strutture di sostegno, si è stato fatto riferimento alla relazione geologica a firma del Dott. Geol. Costantini Dario, allegata al progetto di fattibilità, sulla base della quale è stato possibile stimare i parametri geotecnici degli orizzonti stratigrafici interessati dalle nuove opere, necessari alle verifiche strutturali.

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Ai sensi della zonizzazione sismica indicata nel D.G.R. n. 1362 del 19/11/2010 *"Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria"*, l'area interessata dagli interventi a progetto ricade in **zona 3**.

Con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni, la **vita nominale V_N** dell'opera strutturale, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, risulta essere pari a **50 anni**.
Sempre con riferimento al D.M. 14/01/2008, la **classe d'uso** corrispondente all'opera in esame risulta essere la classe **II** (coefficiente d'uso C_U = 1). In virtù delle scelte precedentemente esposte, il **periodo di riferimento V_R** risulta essere pari a 1 x 50 = **50 anni**.

DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Lungo il tratto del rio Santo oggetto della presente progettazione è possibile individuare alcune criticità, la cui risoluzione richiede la messa in atto di diversi interventi, in particolare:

1) realizzazione nuovo attraversamento di via Tecci;
2) realizzazione nuova viabilità in sponda destra del rio Santo;
3) reinalveazione del tratto terminale del rio Santo.

1) NUOVO ATTRAVERSAMENTO DI VIA TECCI

Lungo la sponda sinistra del torrente Quazzola è presente la strada comunale denominata

Via Tecci. La strada interseca l'alveo del rio Santo, in corrispondenza del quale è attualmente presente un attraversamento che risulta idraulicamente insufficiente. Tale attraversamento, ad arco realizzato in mattoni, è sostenuto da spalle in muratura di pietrame. Come precedentemente descritto, l'attuale ponte costituisce una evidente criticità idraulica a causa delle dimensioni estremamente ridotte.

Al fine della realizzazione di un nuovo sbocco del rio Santo si rende necessaria la costruzione di un nuovo attraversamento, posto lievemente a valle rispetto all'attuale, che permetta di rispettare i franchi minimi di sicurezza previsti dalla vigente normativa di bacino.

Dati gli elevati livelli della piena di progetto (si rimanda per i dettagli alla relazione tecnica idraulica, elaborato B del presente studio di fattibilità) e la necessità di garantire il deflusso delle portate di progetto del rio Santo rispettando i franchi idraulici richiesti dalla vigente normativa, si rende necessario l'innalzamento del piano viabile di via Tecci di 1,30 m rispetto alla quota attuale, con conseguente creazione di un dosso stradale e delle relative rampe di raccordo con l'altimetria circostante.

Le dimensioni nette del nuovo attraversamento risultano essere pari a 3,0 x 4,5 m. Il nuovo ponte sarà costituito da spalle in c.a. gettate in opera e da un impalcato realizzato con travetti precompressi affiancati, con soletta di completamento in c.a della larghezza di 6,5 m.

A completamento sarà predisposto un cordolo stradale in c.a. gettato in opera, sormontato da *guard rails* metallici di classe H2.

Sarà inoltre prevista la creazione di una nuova rampa di accesso all'area residenziale e alla nuova strada vicinale, con pendenze più contenute rispetto all'attuale, che consenta di mettere in comunicazione via Tecci con la nuova viabilità prevista in sponda destra del rio Santo.

Lo sbocco attuale del rio Santo verrà mantenuto in parte attivo al fine di consentire lo smaltimento delle acque bianche provenienti dalla nuova strada direttamente nel torrente Quazzola. Si prevede pertanto la realizzazione di una canaletta posta sul lato sinistro della strada, che terminerà in un tratto di tubazione in calcestruzzo chiusa da una valvola di non ritorno tipo clapet atta ad impedire l'ingresso di acqua dall'alveo del torrente Quazzola in caso di piena dello stesso.

2) NUOVA VIABILITA' IN SPONDA DESTRA DEL RIO SANTO

La necessità di garantire l'accesso alle abitazioni ed ai terreni presenti, nonché alle strutture di sostegno del viadotto autostradale “Passeggi”, e la contestuale evidente esigenza di separare chiaramente la viabilità pubblica dall'alveo del rio Santo, richiedono la creazione di una nuova infrastruttura stradale parallela al corso del rio Santo.

Tale intervento prevede la realizzazione di una nuova rampa di lunghezza pari a circa 133 m, che colleghi il tratto iniziale della strada fino all'intersezione con via Tecci, con il tratto di monte esistente. La nuova opera sarà costituita da due muri in c.a., opportunamente fondati, che conterranno il terrapieno realizzato utilizzando parte del materiale proveniente dagli scavi previsti dal progetto.

Il piano viabile sarà completato con una stesa di binder, nel tratto compreso tra via Tecci ed il nuovo attraversamento sul rio Santo, mentre nella parte a monte dell'attraversamento stesso il fondo stradale sarà realizzato con stabilizzato di cava.

La nuova strada avrà una pendenza trasversale del 2% verso il nuovo alveo del rio Santo, al fine di favorire lo smaltimento delle acque piovane verso il corso d'acqua.

3) REINALVEAZIONE DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO SANTO

Al fine di separare chiaramente la viabilità comunale dall'alveo dal corso d'acqua, si provvederà alla reinalveazione dell'ultimo tratto di rio, fino allo sbocco nel torrente Quazzola, mediante la realizzazione di un nuovo canale di larghezza pari a 4,5 m, delimitato da muri in c.a. opportunamente fondati. Nella porzione posta in corrispondenza della nuova strada, il muro d'argine in sponda destra fungerà anche da contenimento del rilevato stradale.

L'intervento sarà completato mediante realizzazione della vasca di sedimentazione, delimitata da muri in c.a. trasversali all'alveo e plateata in massi naturali di seconda categoria, posta immediatamente a monte del nuovo attraversamento previsto sul rio Santo; quest'ultimo sarà costituito da un impalcato realizzato con travetti in c.a. precompressi accostati e soletta di completamento in c.a., sorretto da spalle in c.a.

PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Per i calcoli e le verifiche relative alle strutture oggetto della presente relazione è stato utilizzato il programma di calcolo **MAX 1O** di Aztec Informatica s.r.l.

Il software MAX 10 è dedicato all'analisi ed al calcolo di muri di sostegno: tramite le sue funzionalità è possibile analizzare muri a gravità, a semigravità e muri in calcestruzzo armato. Possono essere inoltre considerati muri con contrafforti, mensole di contrappeso e di marciapiede, pali di fondazione e tiranti di ancoraggio.

É possibile effettuare la verifica secondo i due approcci progettuali (Approccio 1 e Approccio 2) indicati nella vigente normativa (NTC 2008), a cui corrispondono diverse combinazioni dei coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, i parametri geotecnici e le resistenze.

Inoltre, consente:

- la caratterizzazione dei terreni attraverso l'inserimento dei parametri fisici e meccanici più comuni;
- l'inserimento della quota di falda;
- la definizione dei carichi agenti sul terreno e sulla struttura di sostegno, e la conseguente definizione delle combinazioni di carico, sia statiche che sismiche;
- l'analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la normativa vigente, con il metodo di Fellenius o di Bishop.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno;
- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite);
- Verifica della stabilità globale;
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Calcolo della spinta sul muro: valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valodi di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali g. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

- Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione r rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

- Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta e l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e b l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$e' = e + q$

$b' = b + q$

dove $q = \arctg(k_h/(1\pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h. In presenza di falda a monte, q assume le seguenti espressioni:

- Terreno a bassa permeabilità: $q = \arctg[(g_{sat}/(g_{sat}-g_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$
- Terreno a permeabilità elevata: $q = \arctg[(g/(g_{sat}-g_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$DS = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(b + q)}{\cos^2 b \cos q}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di q. Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza h_r. Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si puo impostare $h_r >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} >= h_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci.

Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro d è positivo, ribaltante se d è negativo. d è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento sisulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza h_s. Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $h_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} >= h_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione

e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione. La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con d_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \, tg \, d_f + c_a B_r$$

La normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, d_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di d_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a h_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} >= h_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $h_q >= 1.0$

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen. Cambia solo il fattore N_g e l'espressione di alcuni coefficienti. Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

- Caso generale, $q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5BgN_g s_g d_g i_g g_g b_g$
- Caso di terreno puramente coesivo f=0, $q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a h_g.

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $h_g >= 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE ED ANALISI DI CARICO

Le strutture previste dagli interventi descritti al paragrafo precedente sono state modellate all'interno del software definendo schemi differenti per gli **argini**, per i **muri di sostegno** e per le **spalle del ponte**.

Per le verifiche sono state adottate misure medie, considerate significative per la corrispondente tipologia di sezione:

- **Muro di sostegno nuova strada**: si è considerata l'altezza del paramento libero di 3 m, approfondimento dal piano di posa 0,7 m e spessore in testa 0,5 m. La lunghezza della fondazione è di 2,5 m. Sul terreno a monte del muro si è inserito un carico distribuito di 15 kN/m^2 per simulare il carico variabile prodotto dal traffico stradale. Si è considerata la possibilità di transito di mezzi di soccorso;
- **Nuovo argine**: si è considerata l'altezza del paramento libero di 2,5 m, approfondimento dal piano di posa 0,5 m e spessore in testa 0,4 m. La lunghezza della fondazione è di 2,5 m ed è presente uno

sperone di fondazione a valle di altezza 0,6 m e spessore 0,3 m. È stata simulata la presenza della spinta dell'acqua in situazione di piena 200-ennale;

– **Spalle del ponte (attraversamento di via Tecci):** si è considerata l'altezza del paramento libero di 3,5 m, approfondimento dal piano di posa 0,5 m e spessore in testa 0,5 m. La lunghezza della fondazione è di 2,60 m. Sulla testa del muro sono stati inseriti due treni di carichi concentrati per simulare il carico prodotto dal peso dell'impalcato (permanente) e quello prodotto dal traffico stradale valutato di 20 kN/m^2 (variabile).

I risultati circa le verifiche di stabilità sono riportate nelle relazioni in allegato alla presente relazione tecnica strutturale (allegati 1,2e 3).

CALCOLO STRUTTURALE DEGLI IMPALCATI DEGLI ATTRAVERSAMENTI

Gli impalcati dei due attraversamenti previsti saranno entrambi realizzati mediante utilizzo di travetti in c.a. precompressi affiancati, con soletta di completamento in c.a. Nella seguente Tabella 1 si riportano le caratteristiche meccaniche di una tipologia di travetto utilizzabile:

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE				CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE RIFERITE ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1 METRO											
				SEZIONE PARZIALIZZATA				SEZ. TUTTA REAGENTE			MOMENTI DI ROTTURA POSITIVI KNcm				
DIMENSIONI TRAVETTI	ALTEZZA SOLAIO	CALCESTR.	PESO SOLAIO IN OPERA	DIST. ASSE NEUTRO DAL LEMBO SUP.	MOMENTO D'INERZIA	Moduli resistenti		DIST. ASSE BARICENTRICO	AREA SEZIONE	MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO	Tipo d'armatura Travetti 9x12				
						INFERIORE	SUPERIORE								
cm	H cm	l/m^2	P KN/m^2	X cm	J cm^4	W$_i$ cm^3	W$_s$ cm^3	X$_c$ cm	A$_c$ cm^2	J$_c$ cm^4	1	2	3	4	5	6
13 x 14	20	120	5,00	10,46	77632	5427	7419	10,80	2402	80168	11776	12984	13444	14159		
	25	170	6,25	12,90	146275	8062	11335	13,51	2902	154437	17141	19346	20318	22206		
	30	220	7,50	15,21	245490	11064	16142	16,16	3402	264810	22573	25714	27442	30798		
	35	270	8,75	17,34	378310	14280	21819	18,77	3902	417605	28045	32128	34493	39626		
	40	320	10,00	19,32	546694	17628	28290	21,35	4402	619111	33598	38593	41562	48233		
	45	370	11,25	21,19	752217	21063	35495	23,92	4902	875598	39016	45138	48716	56798		
	50	420	12,50	22,96	996191	24561	43388	26,47	5402	1193332	44367	51656	55949	65438		
	55	470	13,75	24,64	1279724	28104	51930	29,02	5902	1578571	49712	57980	63121	74160		
	60	520	15,00	26,25	1603773	31682	61090	31,56	6402	2037571	55050	64297	70095	82961		
	65	570	16,25	27,80	1969174	35287	70842	34,09	6902	2576588	60383	70610	77062	91750		
	70	620	17,50	29,28	2376666	38914	81160	36,62	7402	3201873	65709	76916	84024	100228		
										Tipo d'armatura Travetti 13x14	1	2	3	4		

Attraversamento di Via Tecci

Come già anticipato, l'attraversamento su Via Tecci, in corrispondenza della nuova confluenza tra il rio Santo e il torrente Quazzola sarà realizzato mediante travetti in c.a.p. affiancati, con soletta in completamento di c.a., per uno spessore totale pari a 60 cm.

Il calcolo strutturale dell'impalcato è stato svolto considerando i seguenti carichi agenti su fascia di profondità unitaria:

- Peso proprio soletta: G_1=81,25 kN/m;
- Carico variabile dovuto al transito dei mezzi: Q=130 kN/m.

Il carico di progetto è stato valutato considerando i coefficienti di combinazione previsti dalla vigente normativa:

$$q=1,3xG_1+1,5xQ=300,7 \text{ kN/m}.$$

Il momento massimo di progetto in campata, nell'ipotesi di semplice appoggio ($M = ql^2/8$, dove l è la luce del ponte posta pari a 4,5 m) risulta pari a 762 kNm, inferiore al momento resistente offerto dalla tipologia di solaio scelto (829,61 kNm).

Nuovo attraversamento di monte

L'attraversamento a servizio delle abitazioni poste in sponda sinistra del Rio Santo, sarà realizzato mediante travetti in c.a.p. affiancati, con soletta di completamento in c.a., per uno spessore totale pari a 50 cm.

Il calcolo strutturale dell'impalcato è stato svolto considerando i seguenti carichi agenti su fascia di profondità unitaria:

- Peso proprio soletta: G_1=50 kN/m;
- Carico variabile dovuto al transito dei mezzi: Q=58,5 kN/m.

Il carico di progetto è stato valutato considerando i coefficienti di combinazione previsti dalla vigente normativa:

$$q=1,3xG_1+1,5xQ=152,75 \text{ kN/m}.$$

Il momento massimo di progetto in campata, nell'ipotesi di semplice appoggio ($M = ql^2/8$, dove l è la luce del ponte posta pari a 5 m) risulta pari a 477,5 kNm, inferiore al momento resistente offerto dalla tipologia di solaio scelto (516,56 kNm).

ALLEGATI DI CALCOLO

Nel seguito vengono riportati i seguenti allegati di calcolo:

- Allegato 1 – muro sottostrada;
- Allegato 2 – nuovo argine;
- Allegato 3 – spalla nuovo attraversamento via Tecci.

Savona, Marzo 2017

IL TECNICO

(ING. DESALVO ROBERTO)

ALLEGATO 1

ALLEGATO 2

ALLEGATO 3