



КАМАРА НА ИНЖЕНЕРИТЕ В ИНВЕСТИЦИОННОТО ПРОЕКТИРАНЕ
София 1164, бул. "Христо Смирненски" N1; тел. 02-9692073
тел/факс: 02-969 20 70; ; www.kiip.bg; e-mail: kiip@mail.bg

КИИП –347/09.09.2011 г.

ДО
Г-ЖА АЛБЕНА МИХАЙЛОВА
И. Д. ГЛАВЕН СЕКРЕТАР
МИНИСТЕРСТВО НА
РЕГИОНАЛНОТО РАЗВИТИЕ
И БЛАГОУСТРОЙСТВОТО
ГР. СОФИЯ
ул. „СВ. СВ. КИРИЛ И МЕТОДИЙ” 17-19

Относно: Проект на Наредба за проектиране на строителни конструкции на сгради и съоръжения чрез прилагане на Еврокодовете

УВАЖАЕМА ГОСПОЖО МИХАЙЛОВА,

В Камарата на инженерите в инвестиционното проектиране (КИИП) е получено Ваше писмо изх. № РД-02-20-19/23.08.2011 г., заведено под вх. № КИИП-442/26.08.2011 г., с което ни уведомявате, че на основание чл. 26, ал. 2 от Закона за нормативните актове на страницата на Министерството на регионалното развитие и благоустройството е публикуван проект на Наредба за проектиране на строителни конструкции на сгради и строителни съоръжения чрез прилагане на Еврокодовете и мотивите към проектонаредбата.

В законоустановения 14-дневен срок, след съгласуване с Председателите на Националните професионални секции (НПС) към КИИП изпращаме следното становище по публикувания на интернет страницата на МРРБ документ:

I. Общи коментари:

1. Като член на ЕС България има задължения, включително по хармонизиране на нормативните актове в строителния сектор. С проекта на Наредба за проектиране на строителни конструкции на сгради и строителни съоръжения чрез прилагане на Еврокодовете се дава старт за проектиране по Еврокодовете, заедно с приетите национални приложения.
2. За съжаление системата от Еврокодове и национални приложения в България не е довършена, което пречи на въвеждането ѝ като нормативен документ. Понастоящем общо издадени са EN – 58 стандарта и 1 изменение EN 1990/A1. Въведени като БДС EN са всички. От тях преведени на български език са 50. Девет стандарта не са преведени, с което прилагането на системата се компрометира. С наше писмо изх. № КИИП –305/20.07.2011 г., адресирано до министър Плевнелиев, изразихме нашето безпокойство по този въпрос и поискахме неговото разглеждане от Консултативния съвет към МРРБ.

3. Националните приложения към Еврокодовете в приложение 2 на Наредбата не трябва да бъдат датирани, защото българските стандарти носят датата на тяхното издаване от БИС.
4. Еврокодовете са необходими за успешното изпълнение на големите инфраструктурни проекти, с които нашата страна амбициозно се е заела, тъй като по тях се проектират почти всички видове отговорни строителни съоръжения – мостове, тръбопроводи и др. В същото време представителите на НПС „Транспортно строителство и транспортни съоръжения“ ни информират, че проверки, направени от частни лица за съществуващи конструкции, оразмерени по действащата нормативна база и алтернативната такава, показват смущаващи резултати (по-малки сечения на армировката и възможност за намаляване на бетоновото сечение) при прилагане на Еврокодовете, противоречащи на наблюдаваните тенденции за недостатъчна сигурност, особено с отчитане продължителността на експлоатация и качеството на поддръжката на наличните съоръжения. Считаме, че на този въпрос трябва да се обърне особено внимание по време на предложения от проектонаредбата двугодишен гратисен период.
5. Предлагаме текста на § 2 от Преходните и заключителни разпоредби да се формулира по-прецизно, в смисъл че по време на определения преходен период от две години от датата на влизане в сила на наредбата, няма да се допуска проектирането на една и съща строителна конструкция на сгради или строителни съоръжения да се извършва едновременно по Еврокодовете и по действащите национални нормативни актове за проектиране на строителни конструкции.

II. Бележки по разделите на проекта на Наредба от компетентността на НПС „Минно дело, геология и екология“

Към Еврокод 7.1

Наименованията на почвите в **NA.2.16 Точка 7.6.2.3**, и по-точно в таблиците към нея, не съответстват на класификационните наименования съгласно предложените в Еврокод 7 в т. 3.1(3)-(4) „международно признати стандарти“, които съгласно EN1997-2 т. 5.2.2(1)Р са в съответствие с EN и EN ISO документи. В частност, в т. 5.5.1(1)Р това са стандартите EN ISO 14688-1 и EN ISO 14688-2.

В Наредбата е описана **NA.2.12 Точка 2.5** Проектиране чрез предписани мерки, алинея (1), докато в текста на Еврокод 7 същата точка е със заглавие „Проектиране чрез таблични стойности“.

Към Еврокод 8. Част 1.

Съгласно използваната у нас професионална терминология в инженерната геология и класификациите съгласно EN ISO 14688-1 и EN ISO 14688-2 преводът на някои термини в **таблица NA3.1** е направен неточно, а именно:

Терминът «геоложка структура» се използва за големи структурни (геоморфоложки) единици които са с размери обикновено над 50-100 м дълбочина и площен обхват от няколко кв. км. Тъй като става въпрос за зоната на взаимодействие между съоръжение и земна основа, което обикновено е със значително по-малки размери (ограничена в т. 3.1.2(3) до 30 м дълбочина), по подходящият термин е «геоложки строеж», които е и широко използван в инженерната геология.

Терминът „депозити“ се отнася основно за полезни изкопаеми, като в практиката се използва терминът „отложения“;

Описанието в английския оригинал „Rock and rock-type geological formation” е преведено като „Скала или други скални образувания”. „Скала» е описание на вида на геоложкия «материал», докато «скални образувания» се отнася за характерни геометрични форми на скалното тяло – т.е. двете нямат общо съдържание.

Терминът „повърхностни видове” не се използва в геологията. В случая, очевидно (и в оригиналния текст), става дума за слаба почвена покривка върху скална основа.

Термините „мощни” и „мощност” имат българските еквиваленти в инженерната геология „дебел” и „дебелина”.

Описанието „gradual increase” не е отчетено при превода, като неговият смисъл е постепенно (плавно, градиентно) нарастване. В противен случай, очевидно става въпрос за разка смяна в плътността средата в дълбочина (т.е. слаби отложения върху скална подложка), което съответства на описанието на земна основа тип Е.

Съгласно стандартите и международните практики несвързаните почви като пясъци и чакъли не се характеризират с „плътност”, а със „сбитост”.

Английските термини „soft”, „stiff” и „hard” (в тази последователност) описват повишаването на коравината на почвите и не са непременно свързани с описанията по степен на пластичност, а със стойностите на N_{SPT} . Предлагаме те да се заменят съответно с „меки”, „твърди” и корави”.

Преводът на „soft cohesive layers” и съответства на „прослойки от свързани почви»

В тази връзка, предлагаме текстът на точка NA.2.4 Точка 3.1.2(1) Идентифициране на типовете земна основа да се промени, както следва:

Схемата за класификация на земната основа, отчитаща в дълбочина е дадена в следващата таблица NA.3.1:

Таблица NA.3.1 - Типове земна основа

Тип земна основа	Описание на почвения профил	Показатели		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [удари/30 cm]	C_u [kPa]
A	Скала или други подобни на скали образувания, включващи не повече от 5 m покритие от по-слаби материали	> 800	-	-
B	Много сбити пясъци, чакъли или много твърда глина с дебелина няколко десетки метри, характеризиращи се с постепенно нарастващи почвени показатели в дълбочина	360 - 800	> 50	> 250
C	Мощни отложения от сбити до средносбити пясъци, чакъли или твърда глина с дебелина от няколко десетки до стотици метри	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Отложения от рохки до средносбити несвързани почви (със или без прослойки от меки свързани почви) или отложения от предимно меки до твърди свързани почви	< 180	< 15	< 70
E	Почвени профили изградени от пластове тип С или D и с мощност от 5 до 20 m, лежащи върху корава основа с $v_s > 800$ m/s	-	-	-

Към В Еврокод 8, Част 5

В т. NA.2.1 Приложение А ..., думата „скатове” да се замени с използвания в инженерната геология термин „склонове”.

В т. NA.2.2. Точка 3.1.(3) Частни коефициенти за свойства на материалите е посочено неправилно, че „Тези коефициенти са по-неблагоприятни в сравнение с утвърдените в EN 1997-1», тъй като само един от тях (за ъгъла на вътрешно триене) е по-висок от посочения в Таблица NA.1 - Частни коефициенти за почвените параметри.

III. Бележки и допълнения към Националните приложения към БДС EN 1990 A1, EN 1991-2, EN 1992.2 и EN 1995-2 – (задрасканите в становището текстове предлагаме да отпаднат):

EN 1990 A1

NA 2.1. Точка A 2.1.1(1). Обект и област на приложение, общи положения, алинея 1.

Приемат се предписанията на Таблица 2.1. Възложителите на конкретни проекти за мостове, съгласувано с компетентните власти могат след съответна обосновка да задават експлоатационни срокове, различни от дадените в Таблица 2.1.

NA 2.2. Точка A2.2.6(1). Стойности на коефициентът ψ , алинея 1.

За групите товари от трафик и за по-общите други въздействия се прилагат стойностите на коефициентите ψ , дадени в:

Таблица NA.A2.1 – за пътни мостове;

Таблица A2.2 – за пешеходни мостове;

Таблица A2.3 – за железопътни мостове.

NA 2.23a. Точка A2.4.1 (2)

Забележката към точка A2.4.1 (2) се заменя с текста:

а) Ограничаване на провисванията.

С оглед комфорта на движение граничните стойности на провисванията (от проектните нивелетни коти) на елементи в експлоатация, по които минава автомобилен трафика се ограничават както следва: От постоянни и подвижни товари (с отчитане дълготрайните ефекти) провисванията не могат да бъдат по - големи от:

- за пътни мостове по АМ, първи и втори клас – $\pm 1/500$ от отвора.

- за пътни мостове от по-нисък клас – $\pm 1/400$ от отвора.

Под отвор се разбира дължината между две нулеви точки на моментовата диаграма от постоянни повари.

Възложителят е в правата си да изисква и по-строги критерии.

Обосновка: При три автомагистрални моста у нас се получиха големи провисвания от пълзенето, което наложи подмяна на връхните им конструкции.

Критериите за сигурност на железопътен трафик , включващи провисвания, усуквания и ускорения на връхните конструкции се дадени в точка А 2.4.4.2 и съответните параметри от Националното приложение.

б) Ограничаване на пукнатините

За стоманобетонни елементи широчината на пукнатините за често повтарящата се комбинация не трябва да надвишава $w_{\max}=0,2 \text{ mm}$.

За предварително напрегнати елементи широчината на пукнатините не трябва да надвишава $w_{\max}=0,15 \text{ mm}$. Комбинациите, за които се опрелят широчините на пукнатините в предварително напрегнатите елементи, са дадени в табл. 7.102 от Националното приложение към БДС EN 1992-2.

Обосновка: Стойностите $w_{\max} = 0,2$ и съотв. $0,15 \text{ mm}$ са по ниски от препоръчаните в таблица 7.1N на БДС EN 1992-1-1. От друга страна $w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$ отговаря на досегашните изисквания у нас

EN 1991-2

NA 2.12. Точка 4.3.2(3). Товарен модел LM 1, алинея 3.

За мостове по автомагистрала и за пътища с международен трафик се приемат $\alpha_{Qi}=\alpha_{qi}=1,0$. За мостове по останалите пътища $\alpha_{Q1}=\alpha_{q1}=0,8$; $\alpha_{Qi}=\alpha_{qi}=1,0$ за $i \geq 2$.

~~За мостове в населени места възложителят може да определя и по-малки стойности на коефициентите, но $\alpha_{Qi} \geq 0,4$; $\alpha_{qi} \geq 0,4$.~~

Обосновка: Рисковано е някой възложител да предпише стойности до минимума $0,4$, което може да се окаже опасно. Все пак въпросът за леко натоварени пътища е уреден с в Националното приложение с NA.2.7 точка 4.1.2 : “Възложителите на конкретните проекти на мостове могат да определят специфични товарни модели , при които да се вземат и специални мерки (вкл. пътна сигнализация) за строго ограничаване на теглото на превозните средства (напр. за местни , селскостопански и частни пътища).

NA 2.14. Точка 4.3.3(2). Товарен модел LM 2, алинея 2.

Стойността на коефициента β_Q се приема равна на $0,5$ за проверка на местно натоварване.

NA 2.26. Точка 4.6.4(3). Товарен модел за умора 3 (модел с единично превозно средство), алинея 3.

За конкретни проекти може да се отчита и второ превозно средство с геометрични размери, както определените в (1) по-горе, но с тегло на всяка ос по 36 kN . Осовото разстояние между двете превози средства не трябва да е по-малко от 40 m .

NA 2.30. Точка 4.7.2.2(1). Сили от удар върху върхни конструкции, алинея 1.

Върхните конструкции се проверяват за удар от превозно средство съгласно EN 1991-1-7, за случаите обхванати от тази норма.

NA 2.50. Точка 6.3.2(3)P. Товарен модел LM 71, алинея 3.

За мостове от националната пътна мрежа коефициентът α се приема за равен на $1,21$. За конкретни проекти извън този случай възложителят може да задава други стойности.

EN 1992-2

NA Точка 4.4.1.2 Минимално покритие c_{min} . В края на съществуващия текст по тази точка да се добави:

1. При употребата на сулфатоустойчив цимент бетонното покритие да се увеличи с 10 mm.
2. При елементи подложени на абразия бетонното покритие да се увеличи с очакваното му намаление от абразията.

NA 2.14. Точка 6.8.1(102). Условия за проверката да добие следният вид:

Определят се следните допълнителни правила за проверката на умора:

А) Проверка за умора не е необходима за следните конструкции и елементи:

- a) пешеходни мостове, с изключение на конструктивни елементи, много чувствителни на ветрови въздействия;
- b) сводови и рамкови конструкции под насип с височина над конструкцията най-малко 1,00 m – за пътни мостове, и 1,50 m – за железопътни мостове;
- c) фундаменти;
- d) стълбове и колони, които не са кораво свързани с връхната конструкция;
- e) подпорни стени до насипи за пътища и железници;
- f) устои на пътни и железопътни мостове, които не са кораво свързани с връхната конструкция, с изключение на плочите на устои с кухини;
- g) обикновена и напрегната армировка в области, в които възникват само натискови напрежения в ръба на сечението от често повтарящата се комбинация от въздействията и P_k .

В) За пътни мостове се допуска да не се извършва проверка на умора на бетона при натиск, ако натисковото напрежение в бетона от характеристична комбинация на въздействията е по-малко от $0,6 \cdot f_{ck}$.

С) Допуска се прилагането на информационното приложение NN при проверката на умора за обикновената и напрегаща армировка в пътните и железопътните мостове, както и за умора на бетона в железопътните мостове.

Д) Изчисляването на напреженията при проверката на умора да се извършва при приемане на:

- a) Сеченията остават равнинни след въздействието.
- b) Деформацията на обикновената или напрегнатата армировка, която е в сцепление с бетона, както при опън така и при натиск, е равна на деформацията на съседния бетон.
- c) Пренебрегва се якостта на опън на бетона.
- d) Зависимостта между напреженията и деформациите в опънната и натискова армировка, както и в натиснатия бетон е линейна.
- e) Отношението на модулите на еластичност на стоманата и бетона се приема $\alpha = E_s/E_c = 10$.

NA 2.16. Точка 7.2 да добие следния вид

А) Приемат се препоръчаните стойности от забележката към алинея 7.2(102) от БДС EN 1992-2.

В) За разлика от Националното приложение към БДС EN 1992-1-1, при проектирането на мостове забележката към 7.2(5) се заменя с текста: Приема се $\kappa_3=0,6$, $\kappa_4=0,8$ и $\kappa_5=0,75$.

С) Изчисляването на напреженията в армировката и бетона да се извършва при приемането на:

- а) Сеченията остават равнинни след въздействието.
- б) Деформацията на обикновената или напрегнатата армировка, която е в сцепление с бетона, както при опън така и при натиск, е равна на деформацията на съседния бетон.
- в) Пренебрегва се якостта на опън на бетона.
- г) Зависимостите между напреженията и деформациите в опънатата и натискова армировка, както и в натиснатия бетон са линейни.
- е) При определянето на отношението на модулите на еластичност на стоманата и бетона $\alpha=E_s/E_c$ модулът на еластичност на стоманата се приема равен на 200000 МПа. За променливи въздействия модулът на еластичност за бетона E_c се приема по табл. 3.1 от БДС EN 1992-1-1, а за постоянни въздействия равен на $E_c/(1+\varphi)=E_c/3$. При едновременното прилагане на постоянни и променливи въздействия обобщеното отношение α да се приема със стойност не по-малка от 10 и не по-голяма от 15.

NA.2.17 Точка 7.3.1 Ограничаване на широчината на пукнатините - общи положения да добие вида:

За предварително напрегнати връхни конструкции комбинациите на въздействията за проверка на пукнатините да се приемат от таблица NA.7.101.

Таблица 7.102. Комбинации на въздействията при проверка за декомпресия и на пукнатините в предварително напрегнати връхни конструкции

Надлъжна схема на връхната конструкция	Проверка на:	Проверка на напречни сечения:		
		Надлъжно на моста	Напречно на моста	
			без предварително налягане	с предварително налягане
Статически определима	Пукнатини	рядко (нечесто) повтаряща се ²⁾	често повтаряща се	рядко (нечесто) повтаряща се ²⁾
	Декомпресия ³⁾	квази-постоянна ⁴⁾ често повтаряща се	рядко повтаряща се ¹⁾	квази-постоянна
Статически неопределима	Пукнатини	често повтаряща се	често повтаряща се	често повтаряща се ²⁾
	Декомпресия ³⁾	квази-постоянна ⁴⁾ често повтаряща се	рядко повтаряща се ¹⁾	квази-постоянна

Обосновка: При квази постоянна комбинация и възможно увеличаване на постоянните товари (напр. при пренастилане) има опасност от поява на постоянно отворени пукнатини в продължителен период от експлоатацията на моста, което ще навреди на дълготрайността му.

¹⁾ Ако връхната конструкция е напрегната само надлъжно на моста (без налягане в напречно направление), в ръба на ненапрегнатите сечения на елементите, напречни на оста на моста (например напречни греди) се допускат опънни напрежения. Те се изчисляват по стадий I от рядко повтаряща се комбинация и не трябва да надвишават стойностите σ_{ct} от табл. 7.103.

²⁾ За железопътни и пешеходни мостове – характеристична комбинация

³⁾ Доказателството за декомпресия изисква бетонът в рамките на определено разстояние от налягащите елементи или от техните каналобразуватели да остане натиснат. Определеното разстояние се приема 100 mm.

~~⁴⁾ В случай на елементите от конструкция попадани в среда Клас по условията на средата XD (например за надлези над пътища които се обработват с хлориди през зимата и др.) декомпресия при горните условия се допуска за често повтаряща се комбинация на товари.~~ **Обосновка:** При отпадането на декомпресията забележката е **излишна.**

⁴⁾ пукнатините не могат да бъдат с ширина по-голяма от 0,3 mm.

Доказателството за декомпресия изисква бетонът в рамките на определено разстояние от налягащите елементи или от техните каналобразуватели да остане натиснат.

Определеното разстояние се приема 100 mm, или до ръба на конструкцията, ако е по-малко от 100 mm.

Ако връхната конструкция е напрегната само надлъжно на моста (без налягане в напречно направление), в ръба на ненапрегнатите сечения на елементите, напречни на оста на моста (например напречни греди) се допускат опънни напрежения. Те се изчисляват по стадий I от рядко повтаряща се комбинация и не трябва да надвишават стойностите σ_{ct} от таблица NA.7.103.

Таблица NA.7.103 - Допустими ръбови опънни напрежения в бетона напречно на моста за връхни конструкции без налягане в напречно направление

Клас бетон по якост на натиск	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Допустими опънни напрежения в бетона σ_{ct}	4,0	5,0	5,5	6,0	6,5

Образуването на наклонени пукнатини от действието на напречни сили и усукване се ограничава чрез проверка на главните опънни напрежения. Те се определят за стадий I от често повтаряща се комбинация на въздействията и не трябва да са по-големи от $f_{ctk:0,05}$.

EN 1995-2

НА 2.3. Точка 7.2. Гранични стойности на провисванията.

Граничните стойности на провисванията на греди, плочи и ферми се определят както следва:

за Характеристично натоварване от автомобилен трафик L/400;

за Натоварване от пешеходци и слаб трафик L/200;

за конкретен проект с железопътен трафик провисванията се определят съгласувано с отговорните органи.

С оглед комфорта на движение граничните стойности на провисванията (от проектните нивелетни коти) на елементи в експлоатация, по които минава трафика от движението се ограничава. От постоянни и подвижни товари (с отчитане дълготрайните ефекти) провисванията не могат да бъдат по - големи от:

- за пътни мостове по АМ, първи и втори клас – $\pm 1/500$ от отвора.

- за пътни мостове от по-нисък клас – $\pm 1/400$ от отвора.

Под отвор се разбира дължината между две нулеви точки на моментовата диаграма от постоянни повари.

Възложителят е в правата си да изисква и по-строги критерии.

Предлагаме, след отразяване на корекциите, да се направи обща редакция на националните приложения с цел да се отстранят наблюдаваните в момента стилкови различия в текстовете

В заключение бихме казали, че проекторедбата е може би добре юридически издържана, но на инженера-проектант в инвестиционното проектиране от практиката е необходим единен, кратък, ясен и без излишни препратки нормативен документ, който да бъде най-вече разбираем, за да е в състояние проектантът да разбере какво и как трябва да спазва с цел да свърши максимално добре работата си, а не да се лута в точки, членове, алинеи и т. н.

ПРЕДСЕДАТЕЛ НА УС НА КИИП:



инж. СТЕФАН КИНАРЕВ