

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА МОСТОВ В ХОРВАТИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПК МКЭ АНАЛИЗА SOFiStiK

Журнал «ДОРОГИ. Инновации в строительстве» завершает публикацию материалов о хорватских мостах, спроектированных с помощью современного программного комплекса SOFiStiK отделом конструкций факультета гражданского строительства Университета Загреб (Хорватия). В предыдущих статьях (см. №№ 19-21) читатели познакомились с возможностями данного ПК на примере мостовых сооружений через реки Дубровачка, Мирна и Сава. Завершает цикл рассказ об особенностях проектирования и строительства арочного моста через реку Крка.

Арочный мост через реку Крка

Адриатическое шоссе пересекает каньон реки Крка вблизи входа в Национальный парк «Крка». Трасса с мостом проложена по прямой в плане, в профиле находится под постоянным уклоном 1,326%, располагаясь приблизительно на 66 м выше уровня воды. Ширина русла реки в этом месте составляет 190 м, ширина каньона в верхнем уровне — около 390 м.

Полная ширина четырехполосного шоссе с 3-метровой разделительной полосой составляет 21 м. Полная ширина пролетного строения — 22,56 м.

Перед проектировщиками стояла задача органично вписать новый мост в окружающую среду. В результате наиболее подходящим вариантом для каньона оказалась арочная конструкция. Бетонная арка пролетом 204 м и высотой 52 м была выбрана таким образом, чтобы соотношение

стрелы ее подъема к пролету составляло 0,25.

Особенности моста

Бесшарнирная арка в поперечном сечении состоит из двух коробок с постоянными внешними габаритами — ширина и высота составляют 10 и 3 м соответственно. Арка постоянно в поперечном сечении по длине с верхним и нижним поясами (толщиной 40 см), боковыми внешними стенками (50 см) и внутренними стенками (30 см) (рис. 4.1).

Только вблизи устоев, на протяжении 10 м по горизонтали, толщина поясов увеличена до максимума — 60 см. Арка соединена с устоями при помощи диафрагмы длиной 3 м. Шесть сдвоенных стоек в надарочном строении размещены симметрично на арке — на расстояниях 14, 42 и 74 м соответственно от замка арки. Диафрагмы расположены внутри арки в соответствии с положением стоек надарочного строения. Их ширина равна ширине стоек, которые они поддерживают. Арка и сдвоенные стойки на устоях арки опираются на объединенные фундаменты. Арка была запроектирована из бетона класса C45/55.

Грунт основания — известняк. Устои и колонны опираются на фундаменты на естественном основании. Каждая сдвоенная стойка имеет общий фундамент. Основания устоев — ступенчатые, что обусловлено уклоном рельефа. Фундаменты арки сделаны массивными, с ростверком ступенчатой формы, что позволяет уменьшить высоту фундамента до 2 м для всего основания. Все опоры изготовлены из бетона класса C25/30.

Устои стандартные, обсыпного типа с параллельными откылками из бетона класса C30/37, все стойки из бетона класса C35/45 имеют коробчатое поперечное сечение. Поперечные сечения колонн были за-

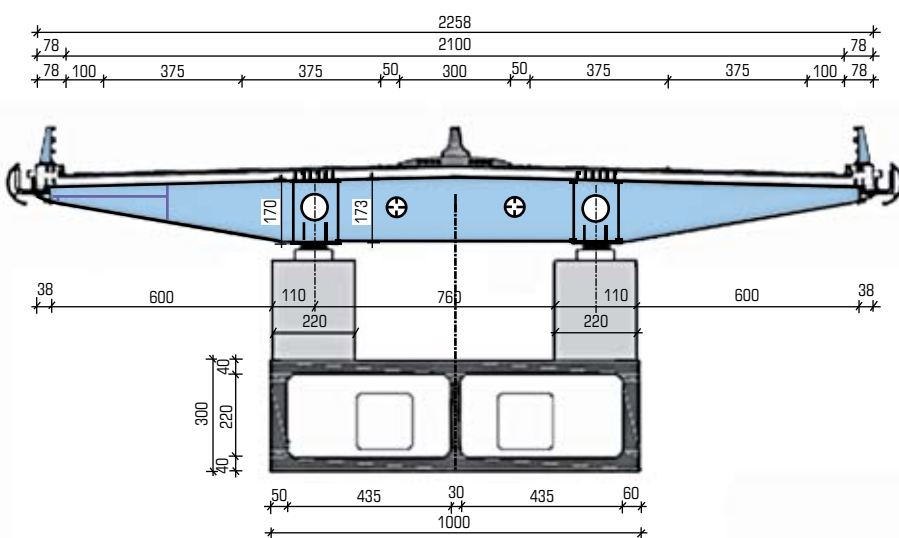


Рис. 4.1. Арка и поперечное сечение пролетного строения моста через реку Крка

проектированы на основе расчетов по устойчивости (рис. 4.2).

Параметры стоек S3, S5, S10 и S12 таковы: высота от 27,64 до 36,49 м квадратного сечения 2,2×2,2 м со стенками толщиной 0,3 м. Стойки надарочного строения S6-S10 и S13, с диапазоном высот 3,39 — 19,66 м, имеют внешние размеры поперечного сечения 1,8×2,2 м с толщиной стенок 0,3 м. Высота стоек на устоях составляет 52,76 и 55,57 м соответственно. Их поперечные сечения — прямоугольные 3,2×2,2 м с толщиной стенок 0,5 м.

Вместо обычного предварительно напряженного железобетонного пролетного строения было выбрано сталежелезобетонное — для уменьшения собственного веса, сокращения воздействия сейсмических сил, а также гармоничного сочетания с окружающей средой. Особое эстетическое впечатление от объекта было достигнуто тем, что удалось избежать наличие ригелей на вершинах стоек (рис. 4.3).

Пролетное строение моста — неразрезное, $L = 3 \times 32 + 3 \times 28 + 3 \times 32 + 28 + 24 = 360$ м. Полная длина моста составляет 391,16 м (рис. 4.4). Сталежелезобетонное сечение включает в себя стальную часть и плиту проезжей части. Стальная конструкция состоит из двух главных балок, установленных на расстоянии 7,6 м, поперечные балки расположены с шагом 4 м.

Главные балки коробчатого типа имеют уклон верхнего пояса, как и поперечный уклон шоссе 2,5%, таким образом, чтобы полные высоты внешних стенок составляли 1700 мм, а внутренней диафрагмы — 1730 мм. Эти высоты постоянны вдоль всей длины моста, все изменения толщины верхнего пояса приходится на внутреннюю часть коробки. Шаг стенок — 1 200 мм. Ширина нижнего пояса (1 300 мм) постоянна по всей длине моста. Толщина верхнего пояса изменяется от минимального значения 20 мм в пролете до максимального 70 мм вблизи опоры S3, над остальными опорами она составляет 55 мм. Толщина нижнего пояса минимальна в пролетах (30 мм) и максимальна вблизи опоры S3 (80 мм), возле остальных опор она составляет 60 мм. Диафрагмы — 16 мм толщиной в пролетах и 20 мм — вблизи опор.

Верхний пояс поперечных балок расположен в том же уровне, что и

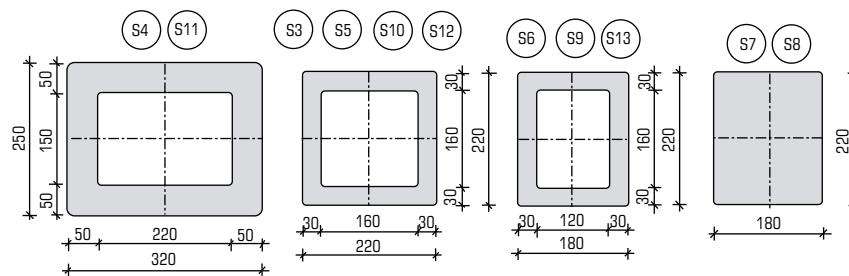


Рис. 4.2. Поперечные сечения колонны



Рис. 4.3. Мост через реку Крка

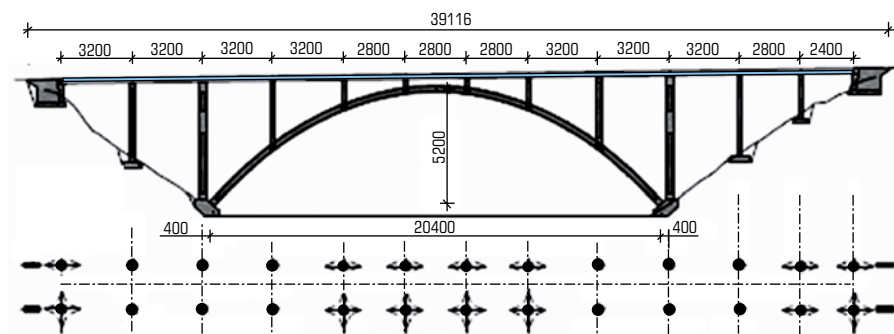


Рис. 4.4. Продольное сечение и расположение опор моста

верхний пояс главных продольных балок, и соответствует поперечному уклону шоссе.

Плита проезжей части шириной 22,56 м, выполненная из бетона класса С45/55, имеет постоянную толщину 25 см. Основное направление ее восприятия нагрузки — продольное.

Данные о расходе материалов на строительство моста (без учета устоев и опор) представлены в табл. 4.1.

Выбор неподвижных опорных частей в направлении оси моста в принципе достаточно интересен. Оказалось конструктивно логичным разместить их на наиболее низких стойках вблизи замка арки, поскольку арка намного более жесткая, нежели

любая из стоек и, следовательно, ее сопротивление продольным горизонтальным воздействиям является наибольшим. Проблема возникает при сейсмических явлениях, поскольку почти невозможно запроектировать опорные части, способные воспринять всю сейсмическую горизонтальную нагрузку от пролетного строения в направлении оси моста, и, к тому же, опорные части на коротких стойках были бы в этом случае слишком перенапряжены. Поэтому было решено установить специальные неподвижные опорные части по длине на вершинах сдвоенных стоек S8 надарочного строения. Эти части могут воспринять продольные горизонтальные силы при нормальном

Таблица 4.1
Расход материалов на мост через реку Крка

Элементы конструкции	Класс	Количество	Расход
<i>Бетон</i>			
Арка	C 45/55	2 988,0 м³	0,40 м³/м²
Колонны	C 35/45	2 019,0 м³	0,27 м³/м²
Плита проезжей части	C 45/55	2 172,0 м³	0,29 м³/м²
<i>Арматура</i>			
Арка	B St 500 S	747,0 т	98 кг/м²
Устои		363,4 т	48 кг/м²
Плита проезжей части		630,0 т	83 кг/м²
<i>Конструкционная сталь</i>			
Пролетное строение	S 355	1 700,0 т	224 кг/м²



Рис. 4.5. Ночной вид моста

состоянии работы вплоть до 1000 кН. Но когда это значение превышено (в случае сильных землетрясений), то конструкции за счет пластической деформации особых элементов превращаются в продольно-подвижные опорные части. Другие опорные части комбинированного типа в объеме: продольно-подвижные — на жестких коротких опорах и устоях, продольно-неподвижные — на высоких гибких опорах S3–S5 и S10–S12. Таким образом, при нормальных условиях работы обеспечивается жесткость системы в продольном направлении, в то же время достаточная безопасность достигается и при сейсмических явлениях с большими нагрузками, воспринимаемыми демпферами, установленными на обоих устоях, и только частично — высокими гибкими колоннами.

С учетом значимости моста и воздействия агрессивной окружающей среды, на нем была установлена система мониторинга для измерения деформаций, локальных значений

температуры, перемещений во время эксплуатации в опасных точках и развития коррозии.

На мосту было также установлено декоративное освещение, что делает его особенно привлекательным в ночное время (рис. 4.5).

Расчеты

Модели для статического и динамического анализа были выполнены с использованием программного комплекса SOFiStiK для конструкции моста в целом, арки, колонн, элементов опор и сталежелезобетонного пролетного строения (рис.4.6). Все нагрузки были основаны на немецких мостовых нормах DIN 1072, за исключением ветровой нагрузки, вычисленной согласно британским стандартам BS 5400, и сейсмической нагрузки, которая была оценена на основании EC8. Положения подвижной нагрузки, вызывающие максимальные значения, были определены на основе линий влияния. Ползучесть и усадка бетона

вычислялись с помощью DIN 4227. Коэффициент ползучести для арки (после завершения строительства) был определен как $\varphi=1,876$, коэффициент усадки — как $\epsilon=-20,2e-5$. Ползучесть и усадка бетонной плиты проезжей части были проанализированы с коэффициентом ползучести $\varphi=2,63$ и коэффициентом усадки $\epsilon=-24,8e-5$. Перемещения опорных частей и раскрытие деформационных швов были вычислены для диапазона температур $+75\text{ K}/-50\text{ K}$.

Все опасные сочетания нагрузок дополнительно исследовались при расчете с учетом геометрической и физической нелинейности. Устойчивость арки была оценена расчетом по деформированной схеме, полученной на основании первых трех форм потери устойчивости в вертикальной плоскости, нормированной максимальным первоначальным значением прогиба в $1/400$ свободной длины (был также применен общий коэффициент безопасности 1,75 ко всем нагрузкам). Изгибная жесткость колонн, как консолей во время возведения, также была проверена с учетом первоначального эксцентриситета для соответствующих нагрузок от собственного веса и ветра.

Сталежелезобетонные пролетные строения были проанализированы в упругой стадии и с учетом образования трещин в плите над всеми поперечными балками, а также главными балками вблизи зон опирания на длине $0,15 \times L$ в смежных пролетах. Проведенный анализ уверенно показал, что стальные поперечные балки являются достаточно жесткими для восприятия всех нагрузок без помощи плиты проезжей части. Были созданы специальные модели для оценки местных напряжений в железобетонной плите проезжей части и анализа работы устоев. В результате выполнения подробных расчетов всех стадий строительства арки навесным монтажом и продольной надвигки стальной части пролетного строения были получены величины строительного подъема, которых строго придерживались в период сооружения моста.

Проект сейсмозащиты был основан на спектрах отклика для расчетного ускорения $0,2\text{ g}$ и грунта категории А. Предварительный динамический анализ с помощью ПК SOFiStiK был выполнен с допущением, что неподвижные опорные части на колоннах S8 срезаны, а демпферы отсутству-

ют. Были рассчитаны 30 значений собственных частот колебаний, расположенных в диапазоне от 0,301 до 4,224 Гц. Полная активная масса составила 22 910 т. Динамический отклик был вычислен методом суперпозиций, использующим метод СЭС. Коэффициенты условий работы были определены как $q=1,2$ для арки, $q=1$ для пролетного строения и опорных частей, $q=1,5$ для опор. Согласно этим предположениям мост оказался достаточно гибким в направлении своей оси, что привело к большим продольным горизонтальным перемещениям (до 340 мм) в случае проектирования расчетного сейсмического события. Столь большие перемещения оказывали бы неблагоприятное воздействие на всех опорах при наличии продольно-неподвижных опорных частей.

По этой причине в конструкцию были включены демпферы для гашения ее колебаний и передаче горизонтальной сейсмической силы массивным устоям. Два демпфера, каждый из которых рассчитан на 2 000 кН, были установлены в обоих устоях.

С учетом демпферов был выполнен нелинейный динамический анализ с использованием различного ПО, показавший, что продольные горизонтальные перемещения под сейсмической нагрузкой уменьшились до 50 мм, которые и были заложены в проекте.

Строительство

Строительство моста через реку Крка велось в течение 2003–2005 гг.

На первой стадии были сооружены все фундаменты, включая устои арки. Затем были возведены опоры на берегах реки, с применением скользящей опалубки с секциями длиной 5 м, строительство осуществлялось от обоих устоев моста. Поперечное сечение арки было полностью сооружено методом навесного монтажа, на перемещающейся опалубке, секциями длиной 5,25 метров, начиная симметрично от пят арки. Для того, чтобы облегчить поочередный монтаж, опоры у пят арки пришлось дополнить вспомогательными стальными пилонами. Арка во время строительства уравнивалась оттяжками, закрепленными за пилоны и соединенными с грунтовыми анкерами. Временные оттяжки системы Dywidag состояли из прядей диаметром 0,62 дюйма из стали марки 1570/1770, сгруппированных в трех уровнях.

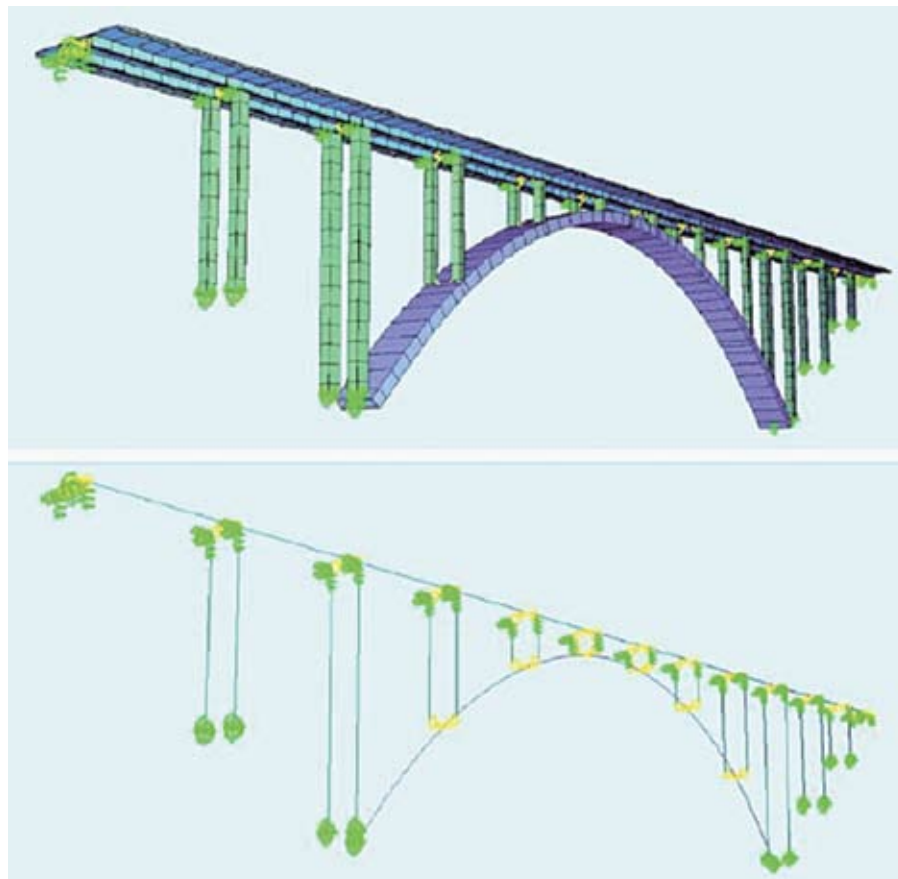


Рис. 4.6. Расчетная модель

Количество оттяжек для одной секции менялось от 12 до 22.

Во время сооружения первых двенадцати секций арки стальная часть пролетного строения собиралась за устоями. Элементы стальной конструкции транспортировались на участок и соединялись сваркой с основной конструкцией. До завершения строительства оставшейся части арки было необходимо выполнить монтаж пролетного строения от устоев к опорам в пятах арки для того, чтобы обеспечить транспортом обслуживание временных вант, заанкерованных в стальных пилонах. Монтаж был осуществлен продольной подвижкой по специальному скользящему устройству, размещенным в верхах опор, при помощи специального легкого напряжения во время строительства. Стальная часть пролетного строения после подвижки была опущена на постоянные опорные части.

На следующей стадии строительства были установлены сборные элементы железобетонной плиты толщиной 25 см на обеих консольных частях на расстоянии 6,4×3,7 м (рис. 4.7).

Сборные плиты были объединены на стройплощадке бетонированием продольных и поперечных стыков над упорами сталежелезобетонного пролетного строения между устоями и опорами в арочных пятах. С особой тщательностью была произведена подготовка поверхности плит для обеспечения необходимого соединения сборных элементов с бетоном, которым затем заливались швы: тщательно удалялось цементное молочко, поверхность обрабатывалась металлическими щетками (рис. 4.8).

Ненапрягаемая арматура соединялась типовым стыком (рис. 4.9), в то время как в стыках над опорами арматура объединялась путем сварки. Торцевая балка плиты бетонировалась на стройплощадке. После сооружения сложного пролетного строения между устоями и опорами в пятах, временные стальные пилоны устанавливались на этих опорах. Это давало возможность производить анкеровку горизонтальных вант третьего уровня и соответствующую анкеровку вант на поперечных балках, соединяющих стальные пилоны высотой 26,25 м в верхней их части,



Рис. 4.7. Размещение сборных плит



Рис. 4.8. Стык плиты на обработанном участке

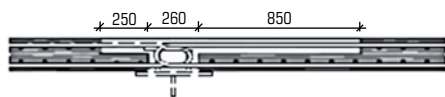


Рис. 4.9. Стык арматуры на участке омоноличивания



Рис. 4.10. Монтаж арки моста

что облегчало дальнейшее возведение арки.

Временные пилоны и уже построенные части пролетного строения пришлось устанавливать в направлении оси моста во время последующего монтажа арки, который был произведен с помощью установки временных стальных балок на устоях. Последняя замковая секция арки длиной 2 м была установлена в апреле 2004 года (рис. 4.10). Для перемещения материалов по стройплощадке использовался кабельный подъемный кран с длиной пролета 500 метров и грузоподъемностью до 6 т.

После завершения строительства арки временные опоры и ванты были демонтированы. Установка стоек на

арке осуществлялась последовательно, в строго заданном порядке. На следующей стадии работ стальная часть пролетного строения была надвинута от западного берега и опущена на постоянные опорные части. Сталежелезобетонное надарочное пролетное строение было завершено путем установки сборных бетонных плит и бетонирования стыков, с использованием ранее описанного способа. На заключительном этапе производилось обустройство моста, включающее гидроизоляционные работы, сооружение тротуаров, бетонной разделительной полосы с установкой водоотводных трубок, ограждений безопасности, укладку двух слоев литого асфальтобетона, организацию освещения.

До открытия движения мост был подвергнут статическим и динамическим испытаниям. Эффективность испытаний статическими нагрузками (соотношение испытательной и расчетной нагрузок) на 33 различных стадиях составила 78–99%, в зависимости от исследуемой части конструкции. Показатели напряжения для некоторых из схем (при испытаниях отклонения) были численно равны вычисленным величинам, а максимальная разница между измеренными и вычисленными отклонениями составила около 25%. Это может быть объяснено тем фактором, что в расчетах не учитывалась установленная ненапрягаемая арматура. Измеренная собственная частота колебаний моста в вертикальном направлении была практически равна теоретическим величинам (с максимальной разницей 5%).

Мост через реку Крка был спроектирован сотрудниками конструкторского отдела факультета гражданского строительства Университета Загреба. Рабочая документация, вместе с анализом всех стадий строительства, была выполнена тем же коллективом. Проектировщики постоянно контактировали с подрядчиками, непосредственно контролировался каждый этап работ. Тем самым поддерживался высокий уровень строительного надзора, позволявший оперативно вносить необходимые корректировки в проект на протяжении всего периода сооружения моста. Такая модель работы оказалась весьма успешной, что позволило обеспечить высокое качество работ. Отклонения геометрии моста от проектной были сведены до минимума, составляя, например, около 2 см для оси арки.

Наш коллектив уверен, что бетонные арочные мосты с пролетами от 200 до 400 метров могут быть конкурентоспособными с другими типами конструкций, если их вес минимизирован за счет применения легких сталежелезобетонных пролетных строений, как это и было сделано на мосту через реку Крка.

Основные участники проектирования и строительства:

- заказчик — Hrvatske autoceste d.o.o. (НАС), Загреб
- проектировщик — факультет гражданского строительства Университета Загреба
- подрядчик — Konstruktor-Inženjering, Сплит

■ субподрядчик по монтажу стальных конструкций: Đuro Đaković Montaža d.d., Славонски-Брод.

Вспомогательное ПО

Для того, чтобы ускорить расчеты мостов в SOFiSTiK было разработано несколько вспомогательных программ. Одна из них — Ара, написанная в 2001 г., создает исходные данные для мостов, сооружаемых навесной сборкой для заданных продольного расположения и переменного поперечного сечения моста. Автоматически формируются поперечные сечения, модель, нагрузки и предварительное натяжение арматуры. Пропущенные значения программа воспроизводит, основываясь на эмпирических данных.

На основании полученных результатов статических и динамических расчетов для всех нагрузок (собственный вес, принимая во внимание стадии сооружения, дополнительную постоянную нагрузку, преднапряжение, ползучесть и усадку бетона, временные подвижные, ветровые, темпе-

ратурные и сейсмические нагрузки) проверяются напряжения и вычисляются характеристики необходимой ненапрягаемой арматуры. На первом шаге рассчитываются количество и предполагаемое усилие натяжения высокопрочной арматуры.

Программа, учитывая полученные данные, сама изменяет некоторые переменные (высоту коробки и нижнего пояса, или количество и усилие натяжения пучков арматуры) для оптимизации поперечных сечений со всеми требуемыми ограничениями по напряжениям. Результаты этих вычислений передаются в AutoCAD, что позволяет соответствующим образом менять исходные данные для SOFiSTiK.

Процесс повторяется, в результате чего оптимальное решение может быть получено всего за пару шагов. Программа также формирует отчет MS Word с принятыми нагрузками и другими данными, необходимыми для пояснительной записки. Кроме того, Ара содержит опции для расчета устоев и фундаментов. В итоге за счет применения данной программы достигаются две главных цели —

скорость и точность выполненного расчета!

Для того, чтобы облегчить использование более старых версий SOFiSTiK, были также написаны дополнительные программы, очень похожие на новые модули этого ПО: CSM и SSD.

Конструкторский отдел факультета гражданского строительства в значительной степени использовал программное обеспечение SOFiSTiK в процессе проектировании целого ряда хорватских мостов. В данном обзоре были рассмотрены только некоторые из этих объектов, представляющие наибольший интерес у специалистов.

Златко Савор, факультет гражданского строительства, отдел конструкций, Университет Загреб, Хорватия

**Авторы перевода:
Д.А. Ярошутин,
эксперт ПК SOFiSTiK, руководитель
центра компетенции «Мосты»,
ст. преподаватель;
Я.С. Баранова,
кафедра мостов и тоннелей
АДФ СПбГАСУ**