

3. Тимошенко С.П. Пластины и оболочки: пер. с англ. / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – Изд. второе, стереотипное. – М.: Наука, 1966. – 635с.
4. Строительная механика корабля и теория упругости: учебник для вузов; В 2-х т. Т.2: Изгиб и устойчивость стержней, стержневых систем, пластин и оболочек / В.А. Постнов, Д.М. Ростовцев, В.П. Суслов, Ю.П. Кочанов. – Л.: Судостроение, 1987, - 416с.
5. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений (расчетно-теоретический); под ред. А.А. Уманского. – М.: Госстройиздат, 1961. – 1040с.
6. Кончковский З. Плиты. Статические расчеты: пер в польск. / З. Кончковский. – М.: Стройиздат, 1984. – 480с.
7. Кожушко В.П. Плиты с двумя защемленными и двумя свободно опертыми сторонами / В.П. Кожушко // Вестник ХНАДУ. – 2010. – Вып. 49. – С. 88-92.
8. Кожушко В.П. Расчет плиты, одна сторона которой защемлена, а противоположная – шарнирно оперта / В.П. Кожушко // Вестник ХНАДУ. – 2013. - Вып. 63. – С. 80-84.
9. Кожушко В.П. Расчет пролетных строений балочных мостов разрезной системы / В.П.Кожушко // Сопроотивление материалов и теория сооружений.- К.: Будівельник, 1980.- Вып. 36.- С. 118-122.
10. Островидов А.М. Таблицы для проектирования мостов: справочник / А.М. Островидов, И.А. Кузнецов. – М.: Автотрансиздат, 1959. – 536с.
11. Кожушко В.П. До розрахунку балочно-консольних прогінних будов на тимчасове навантаження / В.П. Кожушко // Автом. дороги і дор. буд-во.- К.: Будівництво, 1985.- Вип. 37.- С. 56-60.
12. Гибшман М.Е. Таблицы для расчета пролетных строений транспортных сооружений: справочник / М.Е. Гибшман. – М.: Транспорт, 1985. – 448с.
13. Кожушко В.П. Определение перемещений ступенчатых балок на упруго-оседающих опорах / В.П. Кожушко // Науковий вісник буд-ва. – Харків: ХДГУБА, ХОТВ АБУ. – 2002. – Вип.17. – С. 146-150.
14. Кожушко В.П. Определение перемещений ступенчатых балок от единичных изгибающих моментов / В.П. Кожушко // Науковий вісник буд-ва. – Харків: ХДГУБА, ХОТВ АБУ. – 2002. – Вип.18. – С. 73-76.

УДК 628.147.25

Булгаков Ю.В.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЦЕССА РАЗРУШЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ КАНАЛИЗАЦИОННОГО ТОННЕЛЬНОГО КОЛЛЕКТОРА

Введение. Система канализации города Харькова, была запроектирована в 1912 г. Ее официальное открытие состоялось 20 августа 1914 г. Общая протяженность сетей и коллекторов составила 49 [1].

В течение последующих лет система развивалась и совершенствовалась, строились новые коллекторы, сети и к 1941 г. их протяженность по сравнению с 1914 г. возросла в 4 раза и составила 206 км [1, 2].

С 1958 г. по 1964 г. в Харькове было построено и реконструировано более 110 км сетей и коллекторов [1].

В последующие годы город стремительно рос, появились новые микрорайоны, благодаря чему в течение 1966-1977

гг. в Харькове было введено в эксплуатацию 50 км канализационных тоннельных коллекторов глубокого заложения с 90 смотровыми и перепадными шахтными стволами [1, 3, 4].

Решение о строительстве коллекторов глубокого заложения было принято в связи с тем, что подземная зона Харькова имеет сложное геологическое строение. Так, до глубины 15–20 м здесь залегают алювиальные обводненные пески и песчаники, ниже идут глины киевского яруса высотой до 15 м и, наконец, – бучакские пески, которые имеют свойства пльвунов [3].

Следует отметить, что большая часть канализационных трубопроводов и тоннельных коллекторов в промышленных центрах Украины построена в последние 30-40 лет из бетона и железобетона. Харьков не стал при этом исключением.

Целью данной статьи является исследование процесса разрушения конструкций канализационного тоннельного коллектора.

Результаты исследования. Глубина заложения канализационных тоннельных коллекторов в Харькове составляет порядка 18-22 м, однако в связи с рельефом

есть места, где она падает до 12 м или возрастает до 55 м. На сегодня протяженность таких тоннелей в Харькове составляет 56 км.

Смотровые шахтные стволы являются основными сооружениями канализационных тоннельных коллекторов и устраиваются в местах присоединений, а также в местах изменений направлений, уклонов и диаметров трубопроводов и коллекторов. На прямых участках в зависимости от диаметра труб d их располагают на расстоянии L (табл. 1) в соответствии с [5].

Таблица 1 - Расстояние между смотровыми колодцами и шахтными стволами в зависимости от диаметра трубы

d мм...	150	200–450	500–600	700–900	1000-1400	1500–2000	2000
L , м ...	35	50	75	100	150	200	250–300

При строительстве коллекторов методом щитовой проходки допускается расстояние между смотровыми шахтами до 500 м.

Необходимо отметить, что на момент строительства канализационных тоннельных коллекторов Харькова нормы, приведенные в табл. 1 еще не были приняты и требования по количеству смотровых шахт не соблюдались. Таким образом, расстояния между смотровыми шахтами во многих случаях значительно превышали нормативные, а это в свою очередь затрудняет ремонтные и восстановительные работы, а также обследование состояния конструкций коллекторов и требует принятия решений по устройству дополнительных шахт.

Известно [4], что основной причиной разрушения коллекторов является внешняя и внутренняя коррозия.

При эксплуатации железобетонные тоннельные коллекторы подвергаются агрессивному воздействию снаружи (от грунтовых вод) и внутри (от транспортируемых вод). Результаты исследований свидетельствуют о том, что разрушение труб под действием грунтовых вод и грунтов составляет около 10 % всех случаев коррозионного повреждения. При воздействии внутренней коррозии наиболее уяз-

вимой является сводовая часть коллектора, которая эксплуатируется в высоковлажной кислотной и щелочной среде. При этом степень коррозии, прежде всего, определяется агрессивностью среды и коррозионной стойкостью использованных материалов и конструкций.

3 декабря 2014 г. произошло обрушение разгрузочного коллектора ХТЗ вблизи шахты №4 в Харькове. На поверхности, в районе прохождения коллектора, была обнаружена просадка грунта глубиной до 11 м на расстоянии 6-8 м по направлению к шахте №8 (рис. 1, 2).



Рис. 1. Первичная стадия проседания грунта в зоне повреждения коллектора



Рис. 2. Обрушения в зоне повреждения коллектора после засыпки грунтом первичного проседания грунта

Коллектор был построен методом щитовой проходки в 1969 г. Глубина залегания коллектора порядка 14 м.

На рис. 3 представлено конструктивное решение данного коллектора.

Из анализа проектной документации следует, что основным конструктивом коллектора являются сборные железобетонные тубинги размером 1370×770×200 мм и 1210×770×200 мм.

Армированные тубинги были изготовлены в заводских условиях из бетона марки 300. На рис. 4 они маркируются как блоки типа I-Б и типа II-Б.

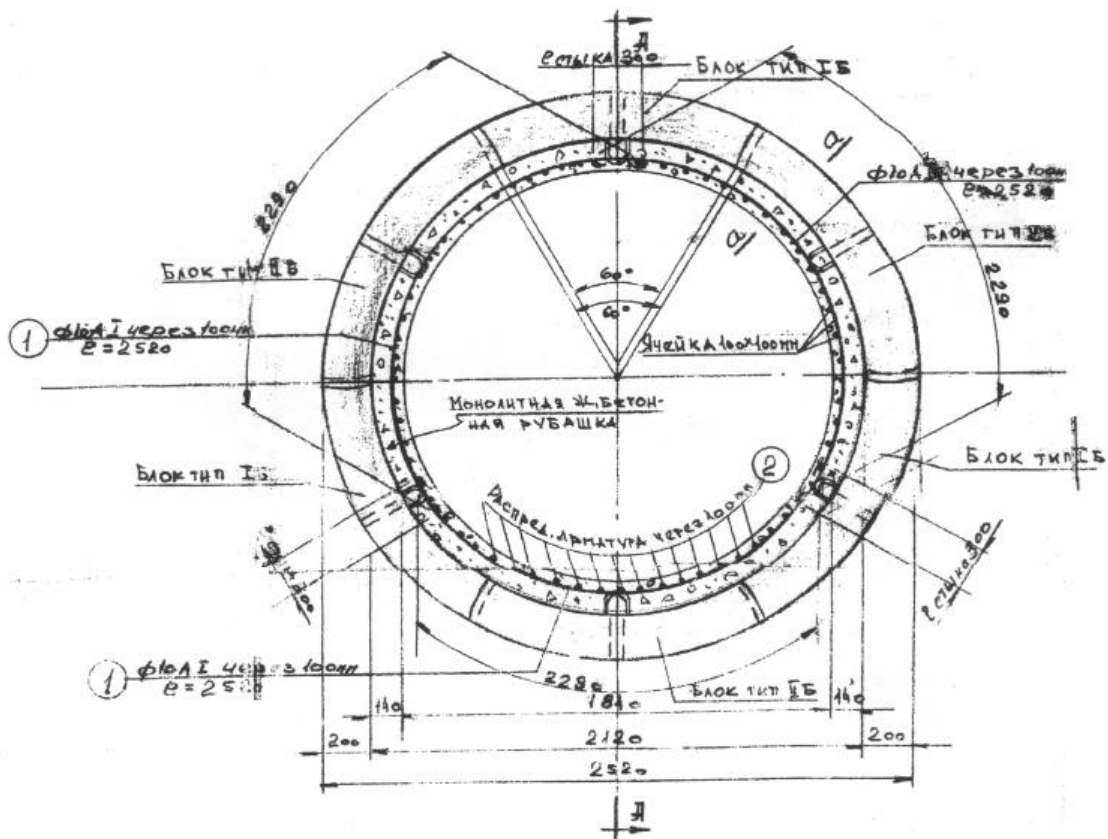


Рис. 3. Поперечное сечение коллектора



Рис. 4. Продольный разрез коллектора

Внутренняя поверхность коллектора имеет внутреннюю бетонную отделку толщиной 140 мм из бетона марки 200. Представленная проектная документация не дает возможности установить какая была заложена в проекте водонепроницаемость конструкций коллектора.

Железобетонные блоки изготавливались в соответствии с чертежами Спецшахтподземстроя. Объем блока составляет порядка 0,183 м³ при весе 455 кг.

К монтажным петлям блока в дальнейшем приваривалась арматурная сетка обделки коллектора.

Схема стыковки тюбингов (блоков) и устройство внутренней армированной обделки представлено на рис. 5.



Рис. 5. Схема стыковки тюбингов с устройством внутренней армированной обделки

Из представленного рис. 3 следует, что при вводе в эксплуатацию внутренний диаметр коллектора составлял 1840 мм, наружный – 2520 мм.

Отверстия в тюбингах (рис. 5) служили для инъектирования заблочного пространства цементно-песчаным раствором.

Обследование конструкций коллектора показало следующее. Вследствие действия коррозионных процессов обделка коллектора вблизи шахтного ствола полностью пришла в негодность.

В результате коррозии был разрушен один из блоков, который обвалился внутрь коллектора. Его крупные обломки находятся на дне коллектора напротив места обрушения. Кроме этих обломков на дне коллектора обнаружены грунтовые отложения, попавшие туда из надколлекторного пространства после падения блока.

Таким образом, в месте обрушения образовались отложения, препятствующие транспортированию сточных вод.

Работниками комплекса «Харьковводотведение» были выполнены замеры колебаний уровня сточных вод в месте обрушения коллектора (рис. 6). В табл. 2 представлены данные по толщине ила и глубине сточных вод в месте обрушения.

Учитывая возможность дальнейшего обрушения коллектора и с целью проведения работ по обследованию аварийного участка в качестве первоочередных мер по устранению аварии в рабочем порядке

была предложена конструкция для временного закрепления аварийного свода, предотвращающая возможные дальнейшие обрушения железобетонных тюбингов, а также грунта внутрь коллектора.

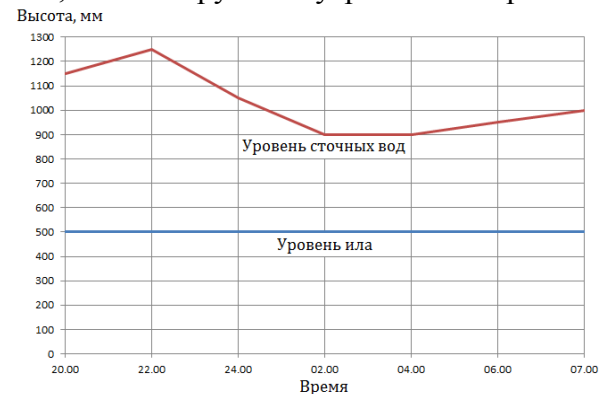


Рис. 6. График колебаний уровня иловых отложений и сточных вод

Таблица 2- Уровень иловых отложений и сточных вод напротив места обрушения разгрузочного коллектора ХТЗ

Время	Толщина ила, мм	Глубина сточных вод, мм	Общая высота наполнения коллектора, мм
20.00	500	650	1150
22.00	500	750	1250
24.00	500	550	1050
02.00	500	400	900
04.00	500	400	900
06.00	500	450	950
07.00	500	500	1000

Предложенная конструкция временной крепи имела два варианта исполнения, предназначенных для аварийного участка и непосредственно участка обрушения.

Обследование технического состояния коллектора выполнялось 05.01.2015 г. после установки конструкций временной крепи.

В ходе обследования установлено:

- внутренняя поверхность коллектора не имеет монолитной железобетонной отделки;
- обнаружены признаки коррозии бетона и арматуры тубингов (рис. 7, 8);



Рис. 7. Коррозия бетона и арматуры тубинга



Рис. 8. Общий вид коллектора с разрушенным коррозией сводом

- толщина слоя разрушения бетона сохранившихся тубингов составляет около 20 мм;
- фактический диаметр коллектора – 2220 мм при проектном 1840 мм;
- на доступных для осмотра поверхностях тоннельного коллектора, расположенных выше уровня сточных вод, полностью отсутствует монолитная железобетонная отделка, при этом отчетливо различаются стыки сборных железобетонных тубингов;

- поверхность тубингов покрыта незначительным слоем влажных илистых отложений преимущественно серого (в отдельных местах – желтоватого и желтого) цвета;

- поверхность тубингов имеет признаки коррозии бетона и арматуры.

Расположенный «в створе» и примыкающий к участку обрушения тубинг, находящийся слева от оси коллектора (направление по ходу движения сточных вод), имеет более выраженную коррозию бетона. Что свидетельствует о различной степени устойчивости тубингов к действию агрессивных сред.

Необходимо отметить, что отсутствие дублирующего коллектора не дает возможности отключить аварийный участок.

Транспортировка сточных вод по поверхности в зимнее время при низких температурах является проблематичным.

В результате обследований было предложено несколько вариантов ликвидации аварии и выбора методов ремонтно-восстановительных работ на всей протяженности коллектора.

В состав инструментального обследования была включена задача определения прочности бетона, которая выполнялась с применением ударно-импульсного измерителя прочности «ОНИКС-2.5» по установленным на заводе-изготовителе градуировочным зависимостям, соответствующим виду исследуемого материала.

В процессе обследования прочности бетона на участках незначительно поврежденных коррозией, было установлено, что класс бетона тубингов составлял порядка 23,8-22,7 МПа.

Выводы. Исследование состояния конструкций канализационного тоннельного коллектора, который эксплуатировался на протяжении 44 лет, подтвердило предположение, что основным фактором, влияющим на его эксплуатационную долговечность, является коррозия сводовой части.

Разрушение, как конструкций отделки, так и тубинга произошло в результате коррозионных процессов, происходящим внутри коллектора.

Прочность отделки, равная 200 кг/см², не отвечала современным нормативным

требованиям, предъявляемым к конструкциям, эксплуатируемым в условиях агрессивной среды.

Одним из главных вопросов в настоящее время является выбор метода восстановления, как аварийного участка, так и всего коллектора, длина которого составляет между шахтами 440 м.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Абрамович И.А. Новая стратегия проектирования и реконструкции систем транспортирования сточных вод: [текст] / И.А. Абрамович. – Харьков: Основа, 1996. – 316 с.
2. Клейн Е.Б. По пути совершенства. Очерк развития Харьковской городской канализации: [текст] / Е.Б. Клейн, Г.М. Выставной. – Харьков, 1994. – 63 с.

3. Коринько И.В. Научное обоснование и разработка организационно-технологических решений, повышающих эксплуатационную долговечность систем водоотведения: дис... докт. техн. наук: 05.23.08 / Коринько Иван Васильевич. – Харьков, 2004. – 302 с.
4. Гончаренко Д.Ф. Эксплуатация, ремонт и восстановление сетей водоотведения: [монография] / Д.Ф. Гончаренко. – Харьков: Консум, 2008. – 400 с.
5. СНиП 2.04.03-85. Строительные нормы и правила. Канализация. Наружные сети и сооружения. – М.: Стройиздат, 1986. – 72 с.

УДК 624.072

Рюмин В.В., Солодовник Ю.Ю.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КОМПОНЕНТА «ОПОРНАЯ ПЛИТА – ФУНДАМЕНТ» ПРИ ОСЕВОМ СЖАТИИ

Введение

В действующих нормах [1] нет четких указаний по проектированию отдельных узлов стальных конструкций, при этом в нормативной документации ряда зарубежных стран [2-4] приведены указания для конкретных типов узлов. Узловые соединения принято рассчитывать с позиций компонентного метода, суть которого заключается в том, что несущая способность всего узла определяется аддитивно по несущим способностям отдельных компонентов. В настоящей статье рассмотрена работа Т-образного элемента, являющегося компонентом базы центрально-сжатой колонны.

Актуальность проблемы

В настоящее время существует несколько подходов к проектированию баз центрально-сжатых колонн, в отечественной практике этот подход сформулирован следующим образом:

- в запас прочности стенка колонны принимается нулевой площадью (нормальное усилие в колонне N передается на опорную плиту только через полки колонны и ребра параллельные им);

- нагрузка передается на фундамент равномерно. Незначительные прогибы опорной плиты не влияют на распределение давления в фундаменте под плитой [5].

На основании этих предпосылок опорная плита рассматривается как неразрезная балка с консолями, нагруженная со стороны фундамента равномерно распределенной нагрузкой. Несущая способность определяется по величине максимального изгибающего момента на участке плиты.

Одновременно с вышеизложенным подходом в мировой практике известны иные методики расчета, вошедшие в нормы проектирования ряда стран. В соответствии с указаниями [2-4] база центрально сжатой колонны рассматривается